



Filipe Ferraz Bastos

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Cimbres Metálicos Autolancáveis na Construção de Tabuleiros de Pontes

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre
em Engenharia Civil - Perfil Estruturas

Orientador: Eng. José António da Cruz Delgado

Co-Orientador: Prof. Doutor João Carlos Gomes Rocha de Almeida

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Rodrigo de Moura Gonçalves

Arguente: Prof. Doutor Filipe Pimentel Amarante dos Santos



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Dezembro de 2012

“Copyright” Filipe Ferraz Bastos, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Gostaria de expressar o meu sincero agradecimento ao meu orientador, professor José António da Cruz Delgado, não só por todo o apoio e motivação mas também por toda a grande disponibilidade e confiança demonstrada ao longo do desenvolvimento de toda a dissertação. A sua ajuda foi fundamental e sem ela este trabalho dificilmente teria a qualidade pretendida.

Ao meu co-orientador, Professor João Rocha de Almeida, agradeço toda a disponibilidade e interesse demonstrado.

Ao Engenheiro António Póvoas agradeço pelos esclarecimentos prestados e por todo o material fornecido que muito contribuíram para uma melhor compreensão do tema abordado.

Agradeço ainda a todos os meus amigos que sempre me apoiaram e incentivaram a concluir com êxito esta difícil etapa.

Não poderia deixar de agradecer a toda a minha família por todo o apoio demonstrado durante a realização de toda a dissertação, e por toda a motivação e força que sempre me deram ao longo desta jornada. Ao meu pai agradeço por todo o esforço para que nunca me faltasse nada e constante empenho para que me mantivesse focado no caminho certo; à minha mãe agradeço por todo o carinho e apoio incondicional demonstrado.

Por último gostaria de deixar um agradecimento especial à minha irmã por todo o apoio, motivação e orientação que sempre me transmitiu e ainda pelo exemplo que sempre foi para mim não só durante esta etapa mas também durante toda a minha vida.

Resumo

A crescente evolução dos cimbres autolançáveis levou a que estes se tornassem estruturas cada vez mais complexas e com uma elevada versatilidade, sendo que os métodos usados no seu dimensionamento têm de acompanhar essa evolução, tornando-se cada vez mais rigorosos e criteriosos. Para tal é indispensável uma análise detalhada de todas as fases de utilização bem como das acções que intervêm na estrutura do cimbra.

Nesta dissertação pretende-se descrever a estrutura dos cimbres autolançáveis de estrutura portante superior, a metodologia de funcionamento durante a fase de betonagem e de movimentação. Descrevem-se também os principais aspectos a ter em conta na manutenção da estrutura e identificam-se as acções condicionantes e a metodologia de análise e de verificação da segurança nas fases de movimentação e de betonagem.

É efectuado um enquadramento histórico deste tipo estruturas na construção de pontes, que inclui uma breve descrição da evolução dos cimbres autolançáveis de estrutura portante superior, bem como a enumeração de algumas das suas principais características.

São analisados vários modelos de estudo, efectuando-se para cada um deles uma análise de esforços no programa de cálculo automático SAP2000®, os quais foram utilizados como base para a definição das acções de dimensionamento e para a verificação da segurança da estrutura do cimbra.

Apresentam-se no final da dissertação as principais conclusões obtidas da realização deste trabalho e propõem-se alguns aspectos para desenvolvimentos futuros na análise da estrutura de cimbres autolançáveis de estrutura portante superior.

Palavras chave:

Cimbra autolançável; Cimbra; Dimensionamento de cimbres; Acções em cimbres.

Abstract

The growing of movable scaffolding systems meant that these structures have become increasingly complex and highly versatile. The methods used in their design must accompany such changes, becoming increasingly strict and meticulous. This requires a detailed analysis of all stages of use as well as the actions involved in the structure.

This dissertation aims to describe the structure of the overhead movable scaffolding system, the method of operation during the concreting and launching. It also describes the main aspects to be taken into account in the structure maintenance and identifies the actions constraints and methodology for analysis and safety checking, namely concerning the phases of launching and concreting.

It made such a framework historic structures in the construction of bridges, including a brief description of the evolution of overhead movable scaffolding system and enumeration of some of its main features.

Several models of study are analysed, using the computer program SAP2000®, which was adopted as the basis for defining the design actions and check the safety of the structure.

At the end of the dissertation, the main conclusions of the work are presented and proposed some aspects for future developments in the structural analysis of overhead movable scaffolding systems.

Keywords:

Movable scaffolding system; Falsework; Design of falsework; Actions on falsework.

Índice de matérias

Copyright	i
Agradecimentos	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Índice de figuras	xiii
Índice de tabelas	xvii
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos	xix
1 Introdução	1
1.1 Considerações gerais	1
1.2 Objectivo	1
1.3 Organização da dissertação	2
2 Fundamentos teóricos	3
2.1 Construção de pontes de betão armado e pré-esforçado	3
2.2 Equipamentos móveis de construção de pontes	3
2.2.1 Cimbres ao solo	3
2.2.2 Mesas móveis de cofragem	4
2.2.3 Carros de avanço	5
2.2.4 Vigas de lançamento	6
2.2.5 Cimbres autolançáveis	7
2.3 Evolução dos cimbres autolançáveis	9
3 Estrutura do cembre autolançável	17
3.1 Introdução	17
3.2 Descrição da estrutura base de um cembre autolançável	17
3.2.1 Viga principal	17
3.2.2 Sistema estrutural da cofragem	23
3.2.3 Pórticos de apoio	27

4	Movimentação e manutenção do cembre autolancável	31
4.1	Introdução	31
4.2	Descrição da movimentação de um cembre autolancável	31
4.3	Aspectos que influenciam a utilização dos cimbres	35
4.3.1	Introdução	35
4.3.2	Encontros	36
4.3.3	Pilares	37
4.3.4	Pilares sem capitel	38
4.3.5	Tabuleiros	40
4.4	Recondicionamento e certificação dos cimbres autolancáveis	42
5	Acções	45
5.1	Introdução	45
5.2	Acções permanentes	45
5.2.1	Peso próprio	45
5.2.2	Imperfeições geométricas	46
5.3	Acções variáveis	49
5.3.1	Vento	49
5.3.2	Variação uniforme da temperatura	56
5.3.3	Sismo	56
5.3.4	Sobrecargas	56
6	Verificação da segurança	59
6.1	Estados limites últimos	59
6.1.1	Combinações de acções	59
6.1.2	Resistência das secções transversais	62
6.1.3	Ligações entre elementos	62
6.1.4	Equilíbrio	65
6.1.5	Fadiga	67
6.1.6	Método de verificação	67
6.1.7	Cálculo das tensões	72
6.2	Estado limite de utilização	73
6.2.1	Estado limite de deformação	73
7	Análise de um caso de estudo	75
7.1	Introdução	75
7.2	Descrição da estrutura em análise	75
7.3	Critérios de dimensionamento	82
7.3.1	Análise não linear	90
7.3.2	Efeitos de 2ª ordem	91
7.3.3	Tensão de cedência do aço	92
7.4	Acções permanentes	93
7.4.1	Peso próprio	93
7.4.2	Imperfeições geométricas	95

7.5	Acções variáveis	96
7.5.1	Vento	96
7.5.2	Temperatura uniforme	103
7.5.3	Sobrecargas	103
7.6	Combinação de acções	104
7.7	Verificação da segurança	105
7.7.1	Estados limites últimos	105
7.7.2	Estado limite de equilíbrio	119
7.7.3	Estado limite de deformação	120
7.7.4	Estado limite de fadiga	121
8	Considerações finais	123
8.1	Conclusões	123
8.2	Desenvolvimentos futuros	124
	Bibliografia	127

Índice de figuras

2.1	Cimbre ao solo.	4
2.2	Mesas móveis de cofragem.	5
2.3	Carros de avanço [21].	5
2.4	Viga de lançamento.	6
2.5	Cimbre autolançável com estrutura portante inferior.	8
2.6	Cimbre autolançável com estrutura portante superior [7].	9
2.7	Viga de lançamento adaptada a cembre autolançável com estrutura portante superior [9].	10
2.8	Secção transversal do cembre autolançável usado nos viadutos Tâmega 3 e Tâmega 4 [9].	12
2.9	Cimbre autolançável usado na Ponte Vasco da Gama [9].	12
2.10	Par de cimbres autolançáveis usados na Ponte Vasco da Gama [9].	13
2.11	Montagem do cembre autolançável [7].	13
2.12	Troca do vão do cembre autolançável [7].	14
2.13	Cofragem para tabuleiro com secção em caixão [7].	15
2.14	Cofragem para tabuleiro vigado (tipo π) [7].	15
2.15	Cofragem usada como mesas de cofragem móveis apoiadas em cavaletes [7].	16
3.1	Viga principal [7].	18
3.2	Componentes da viga principal [7].	18
3.3	Reversibilidade da viga principal [7].	19
3.4	Configuração 36 m (de vão do tabuleiro) [7].	19
3.5	Configuração 45-49 m (de vão do tabuleiro) [7].	19
3.6	Plataforma de trabalho da viga principal.	20
3.7	Parte inferior da viga principal - zona de cofragem [7].	21
3.8	Parte traseira do cembre [7].	21
3.9	Parte frontal do cembre - braços inferiores abertos [7].	22
3.10	Parte frontal do cembre [7].	22
3.11	Sistema de cofragem.	23
3.12	Montagem do sistema de cofragem [7].	24
3.13	Pendurais utilizados no sistema de cofragem.	24
3.14	Cofragem para secção transversal de tabuleiro em π [7].	25
3.15	Cofragem para tabuleiro vigado (tipo π) com inclinação [7].	25

3.16	Cofragem para secção transversal de tabuleiro em caixão [7].	26
3.17	Cofragem para secção transversal de tabuleiro com vazamentos circulares [7].	26
3.18	Pórtico traseiro apoiado no tabuleiro executado [7].	27
3.19	Pórtico dianteiro apoiado em bloco de betão no solo [7].	28
3.20	Pórtico dianteiro apoiado directamente no pilar [7].	28
3.21	Pórtico dianteiro apoiado em viga metálica apoiada no pilar [7].	29
3.22	Pórtico dianteiro apoiado em viga metálica fixada lateralmente no pilar [7].	29
4.1	Cimbre - Posição de betonagem [7].	31
4.2	Dia 1 - Cura do betão e pré-fabricação da armadura [7].	32
4.3	Dia 2 - Cura do betão e pré-fabricação da armadura [7].	32
4.4	Dia 3 - Aplicação do pré-esforço [7].	32
4.5	Dia 3 - Abertura da cofragem exterior e apoio do cimbra no pórtico dianteiro [7].	33
4.6	Dia 4 - Lançamento do cimbra [7].	33
4.7	Dia 4 - Fecho da cofragem exterior [7].	33
4.8	Dia 4 - Movimentação do pórtico de apoio a montar no pilar seguinte [7].	34
4.9	Dia 4 - Montagem do pórtico de apoio no pilar seguinte [7].	34
4.10	Dia 5 - Controle topográfico da cofragem e descida da armadura [7].	34
4.11	Dia 6 - Colocação dos empalmes da armadura e do pré-esforço e avanço da cofragem interior [7].	35
4.12	Alçado de um viaduto tipo.	36
4.13	Desalinhamento de encontros em viadutos paralelos.	37
4.14	Encontro-pilar.	37
4.15	Pilar simples e duplo com capitel [7].	38
4.16	Pilar sem capitel [7].	39
4.17	Pilar duplo sem capitel [7].	39
4.18	Passagem de cimbra por um pilar duplo sem capitel [7].	40
4.19	Pilares com capitel ou viga travessa para apoio de dois tabuleiros [7].	40
4.20	Tabuleiros com alargamento para fora e para dentro.	41
4.21	Tabuleiros com alargamento para dentro.	41
4.22	Tabuleiro com secção em caixão [7].	42
4.23	Plano de caracterização e inspecção da estrutura do cimbra.	43
4.24	Ensaio não destrutivo a realizar e âmbito de aplicação.	44
5.1	Exemplo de forças gravíticas que simulam o peso próprio do tabuleiro.	46
5.2	Exemplo de forças gravíticas que simulam o peso próprio das armaduras do tabuleiro.	46
5.3	Imperfeições globais equivalentes (inclinação inicial das colunas) [17].	47
5.4	Secção transversal da viga principal do cimbra [21].	48
5.5	Forças concentradas aplicadas nas cordas superiores das vigas principais.	48
5.6	Índice de cheios.	52
5.7	Coefficiente de espaçamento [16].	55

5.8	Distribuição das forças do vento no cimbre.	55
6.1	Forças consideradas nas ligações com parafusos pré-esforçados.	63
6.2	Requisitos geométricos para elementos com extremidades dadas por cavilhas com base [18].	64
6.3	Acções no cimbre para o estado limite de equilíbrio.	66
6.4	Coefficientes de combinação das acções (equilíbrio) [14].	66
6.5	Gráfico de solicitações variáveis ao longo do tempo.	67
6.6	Curva S-N para a equação de Soderberg.	68
6.7	Gráfico para obtenção do factor de correcção k_a	70
7.1	Alçado e planta da estrutura do cimbre em estudo.	76
7.2	Secção transversal de alguns elementos da viga principal.	77
7.3	Secção transversal tipo do cimbre autolancável [21].	78
7.4	Nariz do cimbre [21].	78
7.5	Painel de cofragem.	79
7.6	Suporte do sistema de cofragem [21].	79
7.7	Apoio traseiro do cimbre [21].	80
7.8	Apoio dianteiro do cimbre [21].	80
7.9	Modelo P—Betonagem — Vista lateral.	83
7.10	Modelo P—Betonagem — Vista traseira.	83
7.11	Modelo P—Betonagem — Vista superior.	84
7.12	Modelo P1 — Vista lateral.	85
7.13	Modelo P1 — Vista traseira.	85
7.14	Modelo P1 — Vista superior.	86
7.15	Modelo P2 — Vista lateral.	87
7.16	Modelo P5 — Vista lateral.	88
7.17	Modelo P19 — Vista lateral.	89
7.18	Pórtico de apoio.	90
7.19	Estrutura do cimbre para cálculo de α_{cr} [21].	92
7.20	Forças gravíticas do peso próprio do tabuleiro - zona de vão.	93
7.21	Forças gravíticas do peso próprio do tabuleiro - zona de apoio.	94
7.22	Forças gravíticas do peso próprio das armaduras - zona de vão.	94
7.23	Forças gravíticas do peso próprio das armaduras - zona de apoio.	95
7.24	Estrutura considerada para cálculo dos deslocamentos laterais [21].	95
7.25	Vento actuante no sistema de cofragem aberto [21].	98
7.26	Vento actuante no sistema de cofragem fechado [21].	98
7.27	Vento actuante no apoio traseiro do cimbre.	99
7.28	Vento actuante nos braços laterais.	100
7.29	Vento actuante no plano da corda inferior da viga principal (zona de cofragem).	101
7.30	Vento actuante nos restantes elementos do cimbre [21].	102
7.31	Localização das ligações na viga principal do cimbre.	107

7.32	Localização das ligações dos braços laterais e dos pendurais de suspensão da cofragem.	108
7.33	Ligação das cordas superiores da viga principal [21].	108
7.34	Ligação a meia altura entre as cordas superiores e as cordas inferiores da viga principal [21].	110
7.35	Eixos das metades inferiores das barras.	111
7.36	Ligação dos INP260 às cordas inferiores (HEB260) da viga principal [21]. .	113
7.37	Ligação entre módulos da viga principal [21].	114
7.38	Esquema da cavilha utilizada na ligação dos braços laterais [21].	115
7.39	Ligação a meia altura dos pendurais laterais de suspensão da cofragem [21].	117
7.40	Acções no cimbres para a verificação do estado limite de equilíbrio.	119

Índice de tabelas

5.1	Valores de pressão e velocidade do vento de serviço [16].	50
5.2	Valores de pressão e velocidade do vento fora de serviço [16].	51
5.3	Coeficiente de força para estruturas planas isoladas [20].	53
5.4	Coeficientes de força para perfis de secção angulosa e comprimento infinito [20].	53
5.5	Factores de protecção, η , para estruturas reticuladas planas dispostas paralelamente [20].	54
6.1	Factor de fiabilidade k_c	71
6.2	Factores K_t para secções rectangulares com carregamento no plano [19]. . .	71
7.1	Secções dos elementos da viga principal.	77
7.2	Classes de aços utilizados na viga principal.	81
7.3	Classes de aços utilizados no sistema de cofragem.	81
7.4	Classes de aços utilizados nos pórticos de apoio.	82
7.5	Valores nominais das tensões f_y e f_u para chapas com $t > 40mm$ [17]. . .	93
7.6	Valores de vento de serviço.	96
7.7	Valores de vento fora de serviço.	97
7.8	Força do vento actuante sobre a treliça a barlavento.	97
7.9	Força do vento actuante sobre a treliça a sotavento.	97
7.10	Força do vento actuante sobre a treliça a sotavento.	97
7.11	Força do vento actuante sobre o sistema de cofragem aberto.	98
7.12	Força do vento actuante sobre o sistema de cofragem fechado.	99
7.13	Força do vento actuante no apoio traseiro do cimbri.	99
7.14	Força do vento actuante nos braços laterais.	100
7.15	Força do vento actuante no plano da corda inferior da viga principal (zona de cofragem).	102
7.16	Força do vento actuante nos restantes elementos do cimbri.	103
7.17	Combinações de acções.	104
7.18	Elementos da viga principal - treliça.	105
7.19	Elementos da viga principal - plano superior.	105
7.20	Elementos da viga principal - plano inferior.	106
7.21	Outros elementos - sistema monorail.	106
7.22	Sistema de cofragem.	106

7.23	Pórtico de apoio.	106
7.24	Esforços na ligação ao nível da corda superior ($x=54,07$ e $y=-2,25$).	109
7.25	Verificações de segurança da ligação.	109
7.26	Esforços na ligação ao nível da corda inferior ($x=24,07$ e $y=-2,25$).	110
7.27	Verificações de segurança da ligação.	110
7.28	Esforços na ligação a meia altura entre as cordas superiores e as cordas inferiores ($x=48,07$ e $y=2,25$).	112
7.29	Verificação da ligação a meia altura entre as cordas superiores e as cordas inferiores ($x=48,07$ e $y=2,25$).	112
7.30	Esforços na ligação a meia altura entre as cordas superiores e as cordas inferiores ($x=48,07$ e $y=-2,25$).	112
7.31	Verificação da ligação a meia altura entre as cordas superiores e as cordas inferiores ($x=48,07$ e $y=-2,25$).	113
7.32	Esforços na ligação dos INP260 às cordas inferiores (HEB260).	114
7.33	Verificação da ligação dos INP260 às cordas inferiores (HEB260).	114
7.34	Esforços na ligação entre módulos da viga principal ($x=45,07$ e $y=-2,25$).	115
7.35	Verificação da ligação entre módulos da viga principal.	115
7.36	Características da cavilha.	116
7.37	Esforços na ligação a meia altura dos pendurais laterais de suspensão da cofragem.	118
7.38	Verificações da ligação a meia altura dos pendurais laterais de suspensão da cofragem.	118
7.39	Combinações de acções no estado limite de deformação.	120
7.40	Deslocamentos na viga principal no Modelo P-Betonagem.	120
7.41	Deslocamentos na viga principal - Fase de lançamento.	121
7.42	Combinações de acções.	121
7.43	Valores dos factores de correcção à tensão limite de fadiga.	121
7.44	Combinações de acções utilizadas para a verificação á fadiga.	122

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

Abreviaturas

EC3 Eurocódigo 3

Siglas

F.E.M. Federation Europeenne de la Manutention

Letras Latinas Minúsculas

h Altura

h_i Espessura do tabuleiro na zona i

arm Armadura do tabuleiro

m Número de colunas num piso

q Pressão dinâmica do vento

b_i Altura do elemento i

t Espessura

f_y Tensão de cedência do aço

f_u Tensão última à tracção do aço

n Número das superfícies de atrito ou número dos furos da ligação no plano de corte

f_{ub} Tensão de rotura à tracção do parafuso

f_{up} Tensão de rotura à tracção da cavilha

f_{yp} Tensão de cedência da cavilha

d Diâmetro da cavilha

- m Declive da recta definida nas curvas S-N
- k_a Factor de correcção devido ao acabamento superficial
- k_b Factor de correcção devido ao efeito de tamanho
- k_c Factor de fiabilidade
- k_d Factor de correcção devido à temperatura
- k_e Factor de correcção devido à concentração de tensões
- k_{yy} Factor de interacção
- k_{yz} Factor de interacção
- k_{zz} Factor de interacção
- q Factor de sensibilidade ao entalhe (notch sensitivity)

Letras Latinas Maiúsculas

- PP Peso próprio
- F_{imp} Força horizontal relativa às imperfeições geométricas
- R_{ij} Reacção vertical na base do pilar i do pórtico j
- V Velocidade do vento
- F Força do vento
- A Área de exposição ao vento do elemento/estrutura
- A_e Área efectiva
- A_s Área da secção resistente do parafuso
- A Área total
- L Comprimento total do elemento
- B Altura total do elemento
- L_i Comprimento do elemento i
- F_{lat} Força lateral para corrigir a trajectória em curva do cembre
- R_v Reacção vertical
- W_1 Vento admissível para betonagem e lançamento
- W_2 Vento de serviço para cura do betão

W_3	Vento fora de serviço
Q_k	Sobrecargas
G_k	Cargas permanentes
T	Temperatura
T_U	Temperatura uniforme
F_{ED}	Valor de cálculo do carregamento da estrutura
F_{cr}	Carga crítica de instabilidade elástica num modo global com deslocamentos laterais
H_{ED}	Valor de cálculo da carga horizontal total na base
V_{ED}	Valor de cálculo da carga vertical total na base
N_{Rd}	Esforço normal resistente
$M_{y,Rd}$	Momento resistente segundo y
$M_{z,Rd}$	Momento resistente segundo z
N_{Ed}	Esforço normal actuante
$M_{y,Ed}$	Momento actuante segundo y
$M_{z,Ed}$	Momento actuante segundo z
$F_{s,rd}$	Valor de cálculo da resistência ao escorregamento por parafuso no estado limite último
$F_{p,Cd}$	Valor de cálculo da força de pré-esforço
$F_{t,rd}$	Valor de cálculo da resistência à tracção por parafuso no estado limite último
K_s	Parâmetro que é função do tipo de furos
$F_{v,rd}$	Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal por parafuso no estado limite último
$F_{t,Ed}$	Valor de cálculo do esforço de tracção por parafuso no estado limite último
$F_{v,Ed}$	Valor de cálculo do esforço transversal por parafuso no estado limite último
A	Área da secção transversal da cavilha
A_s	Área roscada do parafuso
W_{el}	Módulo elástico de flexão
M_{Ed}	Momento actuante

$F_{v,Ed}$ Esforço transversal actuante na cavilha

$F_{b,Ed}$ Força de esmagamento actuante na cavilha

N Número de ciclos correspondentes à tensão limite de fadiga do elemento em análise

N^{\pm} Número de ciclos correspondentes à tensão limite de fadiga do material

K_t Factor de concentração de tensões

Letras Gregas Minúsculas

ϕ Imperfeição inicial global associada à falta de verticalidade

ϕ_0 Valor base da imperfeição inicial global associada à falta de verticalidade

α_h Coeficiente de redução para tomar em consideração a altura h do pórtico

α_m Coeficiente de redução para tomar em consideração o número de colunas num alinhamento

ρ Densidade do ar

δ Coeficiente de força

λ Índice de cheios

φ Índice aerodinâmico de cheios

ξ Coeficiente associado ao índice aerodinâmico de cheios que tem em conta geometria dos elementos

η Coeficiente de protecção

α_{cr} Factor pelo qual as acções de cálculo teriam de ser multiplicadas para provocar instabilidade elástica num modo global

$\delta_{H,ED}$ Deslocamento horizontal no topo medido em relação à sua base

μ Coeficiente de atrito

$\sigma_{m\acute{a}x}$ Tensão máxima

σ_{min} Tensão mínima

σ_m Tensão média

σ_a Amplitude de tensão

σ_R Tensão última de ruptura

σ^{\pm} Tensão limite de fadiga do material

σ_N^{\pm} Tensão limite de fadiga do elemento em análise

σ_0 Tensão máxima calculada

χ_y Coeficiente de redução devidos à encurvadura por flexão em torno do eixo y-y

χ_z Coeficiente de redução devidos à encurvadura por flexão em torno do eixo z-z

Capítulo 1

Introdução

1.1 Considerações gerais

A evolução da construção de pontes nas últimas décadas, motivada pela introdução da tecnologia do pré-esforço, possibilitou uma abordagem diferente à construção dos tabuleiros. Cada vez mais se recorre ao aumento dos vãos, tendo como principal objectivo a redução do custo total das obras e do seu prazo de execução. Os equipamentos móveis usados na construção de pontes, em particular os cimbres autolanzáveis, têm acompanhado essa tendência e hoje em dia permitem a construção de vãos cada vez maiores e com menores prazos de execução.

Sendo os cimbres autolanzáveis estruturas metálicas complexas, é necessário ter em consideração as acções que neles actuam, bem como as respectivas verificações de segurança dos elementos. Dada a utilização cíclica dos cimbres, a inspecção e manutenção da estrutura assume grande importância na utilização deste método construtivo. As soluções estruturais seguidas em cada projecto de pontes e viadutos vão também influenciar, de diferentes formas, a utilização dos cimbres autolanzáveis. Assim, uma boa colaboração entre os projectistas de pontes e de cimbres é fundamental para atenuar os custos com adaptações de apoios e cofragens, aumentar o nível de segurança no trabalho e a rentabilidade de todas as operações destes equipamentos.

1.2 Objectivo

Na presente dissertação descreve-se a evolução destes equipamentos e realiza-se um levantamento dos métodos usados no dimensionamento dos cimbres autolanzáveis de estrutura portante superior. Para tal é feita uma análise de todas as fases de utilização, das acções que intervêm na estrutura e de diversas normas e regulamentos actualmente aplicáveis no seu dimensionamento.

Pretende-se ainda estudar o processo de movimentação dos cimbres autolanzáveis, examinar os procedimentos relativos à sua manutenção e avaliar de que modo os aspectos particulares da obra influenciam a utilização deste tipo de equipamento.

1.3 Organização da dissertação

A presente dissertação encontra-se dividida em 8 capítulos distintos. O capítulo inicial refere-se à introdução, onde se abordam os aspectos de motivação e enquadramento do tema, se enumeram os objectivos, e se apresenta uma breve descrição da estrutura da dissertação.

No capítulo 2 descrevem-se alguns métodos construtivos usados na construção de tabuleiros de pontes; posteriormente é descrita a evolução dos cimbres autolanzáveis desde a sua origem até à actualidade.

No capítulo 3, procede-se à descrição da estrutura base de um cimbra autolanzável. São referidos, com pormenor, os elementos que constituem a viga principal, o sistema de cofragem e os pórticos de apoio.

No capítulo 4 é feita a descrição da movimentação de um cimbra autolanzável e são ainda analisados diversos aspectos construtivos da obra e a sua influência na utilização deste tipo de equipamento. São também dados a conhecer ao leitor os processos de certificação e recondicionamento utilizados na manutenção da estrutura dos cimbres autolanzáveis.

No capítulo 5 são apresentadas as acções permanentes e variáveis que intervêm na estrutura do cimbra. Descrevem-se ainda as várias combinações consideradas nas diferentes fases de utilização dos cimbres.

No capítulo 6 são enumerados os estados limite a serem considerados e as respectivas verificações de segurança da estrutura do cimbra.

No capítulo 7 é feita a descrição da estrutura relativa a um caso de estudo e são expostos os critérios de dimensionamento tidos em conta na análise dessa estrutura. São ainda apresentadas as acções variáveis, as acções permanentes, as combinações de acções e as verificações de segurança realizadas.

No Capítulo 8 efectua-se uma descrição sumária dos pontos principais da dissertação e faz-se um resumo geral das conclusões obtidas no Capítulo 7. Sugerem-se ainda trabalhos e desenvolvimentos futuros no âmbito do estudo dos cimbres autolanzáveis.

Capítulo 2

Fundamentos teóricos

2.1 Construção de pontes de betão armado e pré-esforçado

Cada método de construção de pontes tem as suas vantagens e desvantagens, e diferentes obras apresentam diferentes desafios para os engenheiros que as vão executar. Assim, deve ser feita uma análise detalhada de todos os factores envolventes, e depois de ponderar todas as condicionantes dever-se-á optar pela solução construtiva que for mais apropriada, em detrimento de outras.

A tendência da evolução na construção de pontes assenta no aumento das potencialidades dos equipamentos, ampliando desta forma o raio de acção dos mesmos. Assim, consegue-se uma redução do custo total da obra e dos seus prazos de execução. Com base nesta tendência, vários processos construtivos, como os cimbres autolanzáveis, têm evoluído muito nos últimos anos, em resposta aos vãos cada vez maiores das pontes e viadutos, em resultado do aumento das classes dos betões e da melhoria dos sistemas de pré-esforço. Consequentemente, os Engenheiros passaram a explorar melhor as capacidades dos cimbres, desenvolvendo o processo construtivo deste tipo de estruturas.

Os principais equipamentos móveis usados na construção de pontes são: os cimbres ao solo, as mesas móveis de cofragem, as vigas de lançamento, os carros de avanço e os cimbres autolanzáveis.

2.2 Equipamentos móveis de construção de pontes

2.2.1 Cimbres ao solo

Um dos primeiros e o mais utilizado método de construção é o cimbra ao solo (figura 2.1). Este tipo de equipamento é constituído por uma mesa de cofragem que descarrega em prumos metálicos, ou em vigas metálicas, que por sua vez descarregam em montantes apoiados no solo. Estes elementos verticais são muito esbeltos e estão sujeitos a grandes

forças de compressão, sendo necessário utilizar elementos de contraventamento na sua estrutura. São sistemas que obrigam a desmontar o escoramento para recuperar a cofragem, o que o torna num processo muito moroso e dispendioso, apenas rentável para viadutos de pequena dimensão, no geral até 300m, e com uma altura reduzida do tabuleiro ao solo (até 20m a 25m) [2].

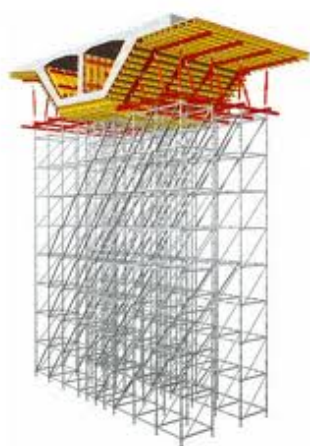


Figura 2.1: Cimbra ao solo.

2.2.2 Mesas móveis de cofragem

As mesas móveis de cofragem (figura 2.2) surgiram da evolução dos cimbres ao solo, que se traduz na introdução de um sistema em que a cofragem do tabuleiro da ponte desliza sobre as vigas de repartição de cargas através de meios mecânicos de abertura e ripagem dessa mesma cofragem. Este sistema consiste em colocar a mesa de cofragem do tramo que se está a betonar, apoiada no escoramento necessário e ripá-la convenientemente. Simultaneamente, procede-se à montagem de um segundo conjunto de escoramento correspondente ao próximo tramo a ser trabalhado; logo após o primeiro tramo estar concluído procede-se à movimentação da mesa de cofragem para o segundo conjunto de escoramento [9].

Este sistema apresenta-se como uma boa solução para tabuleiros com uma altura não muito elevada e para um reduzido número de vãos. O seu custo é aproximadamente o mesmo que o de cimbres ao solo, mas o seu rendimento é bastante superior, permitindo construir tabuleiros com vãos entre 25 e 36 metros em cerca de duas semanas.



Figura 2.2: Mesas móveis de cofragem.

2.2.3 Carros de avanço

O método construtivo dos carros de avanço (figura 2.3) consiste na construção simétrica de consolas, de 3 a 6 metros, a partir dos pilares com segmentos, designados por aduelas. Após a betonagem de um troço, os carros avançam através de carris para betonagem do troço seguinte, apoiando-se na aduela precedente. As cofragens são suspensas à estrutura do carro de avanço através de barras de alta resistência [2].

A utilização dos carros de avanço é ideal em pontes com grandes vãos ou para execução de obras em zonas com topografia muito irregular. Utilizando betão armado pré-esforçado podem ser construídas pontes com vãos até aproximadamente 260 metros de comprimento e, ainda, pontes em arco, atirantadas ou suspensas.



Figura 2.3: Carros de avanço [21].

2.2.4 Vigas de lançamento

As vigas de lançamento (figura 2.4) são um método que se baseia em geral, na construção de pontes de betão armado pré-esforçado com tabuleiros pré-fabricados. O método consiste em transportar tabuleiros pré-fabricados de um determinado local até à sua posição no viaduto. Com lançadores modernos consegue-se obter um rendimento superior, podendo colocar-se até um vão de tabuleiro por dia. Porém, a sua utilização tem algumas condicionantes, associadas ao peso do tabuleiro, aos custos de pré-fabricação e ao transporte desde o estaleiro de pré-fabricação. As vigas de lançamento mais comuns são constituídas por duas vigas principais, de secção triangular, afastadas por espaçadores, nas quais apoiam cabrestantes móveis para elevação e movimentação das peças pré-fabricadas [9].

Este processo foi utilizado pela primeira vez por volta dos anos 60 e, actualmente, é rentável para vãos entre 30 a 40 metros, que permitam ter um estaleiro fixo perto do local de construção da ponte.

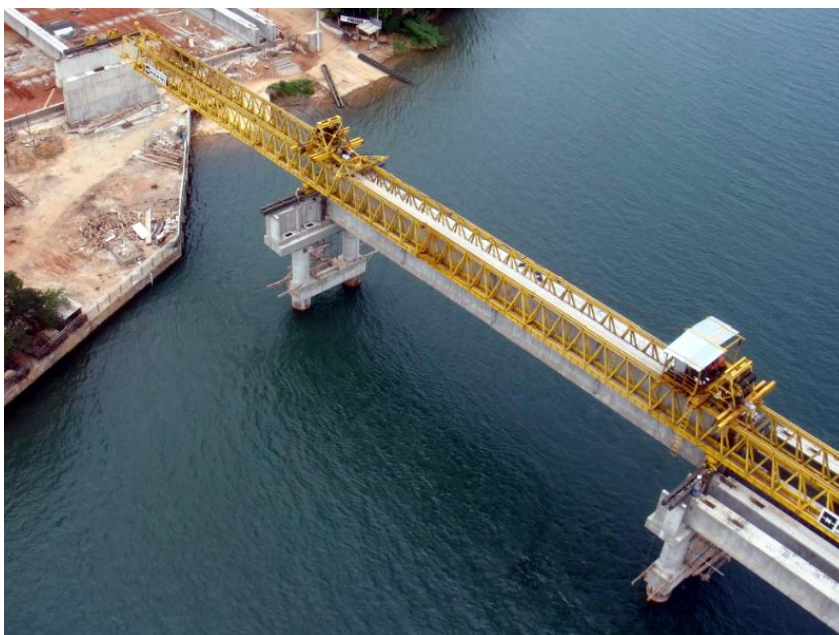


Figura 2.4: Viga de lançamento.

É de referir que este tipo de cimbres também permite executar tabuleiros constituídos por aduelas pré-fabricadas, que posteriormente são pré-esforçadas por pós-tensão. Estas vigas transportam cada aduela para a sua posição definitiva.

2.2.5 Cimbres autolançáveis

Os cimbres autolançáveis são equipamentos complexos, providos de sistemas de cofragens adaptáveis a vários tipos de secções de tabuleiros, que permitem a construção de um vão de cada vez com grande automatismo e são capazes de se mover mecanicamente de um vão para o outro. Este sistema significa um investimento inicial mais elevado, o que torna a sua utilização adequada a pontes com tabuleiros extensos ou em situações onde seja necessário ultrapassar determinadas condicionantes como por exemplo vales extensos e de grande altura ou rios muito largos. A construção de várias pontes semelhantes que assentam numa repetição de processos potencia a utilização destes equipamentos, sendo possível rentabilizar o respectivo investimento.

Existem dois tipos de cimbres autolançáveis:

- Cimbres autolançáveis com estrutura portante inferior;
- Cimbres autolançáveis com estrutura portante superior.

Cimbres autolançáveis com estrutura portante inferior

São cimbres que se encontram numa posição inferior ao tabuleiro (figura 2.5), apoiados em consolas metálicas fixas nos pilares, podendo a sua estrutura ser constituída por um ou dois conjuntos treliçados ou em caixão, que se movimentam pelo exterior ou entre os pilares. O sistema de cofragem é fixado à estrutura principal e, se necessário, pode ser rodado por meio de guinchos ou aparelhos hidráulicos para poder passar no avanço do cembre pelos capitéis dos pilares.

Este tipo de estrutura tem como principais vantagens as seguintes:

- toda a área a betonar está livre de qualquer estrutura auxiliar ou de suporte, o que facilita as operações de betonagem e de colocação das armaduras;
- o cembre excede pouco a largura do tabuleiro;
- é facilmente adaptável a qualquer tipo de secção transversal de tabuleiros, incluindo tabuleiros curvos, uma vez que o sistema de cofragem é colocado sobre as plataformas.

Como principais desvantagens, podem-se enumerar:

- a necessidade de desmontagem de grande parte da estrutura em caso de mudança de tabuleiro em viadutos duplos;
- no caso do cembre ser constituído por dois conjuntos, é necessária a utilização de vigas metálicas em consola exteriores aos pilares para apoio do cembre, que são em geral de peso bastante elevado e que requerem gruas muito potentes para a sua montagem e desmontagem, que ocorre uma vez por ciclo de betonagem de cada tramo;

- dificuldade na execução do primeiro e último vão dos viadutos, uma vez que os encontros representam um obstáculo.



Figura 2.5: Cimbre autolanzável com estrutura portante inferior.

Cimbres autolanzáveis com estrutura portante superior

Os cimbres de estrutura portante superior (figura 2.6) são geralmente constituídos por uma viga principal treliçada ou em caixão que suspende toda a cofragem. A estrutura apoia-se em pórticos metálicos colocados nos pilares podendo estes ser posicionados por sistemas do próprio cimbre. No sistema de cofragem existem aparelhos hidráulicos que permitem a sua abertura, para que seja possível a passagem nos pilares na fase de movimentação do cimbre.

Este tipo de estrutura tem como principais vantagens:

- a montagem de toda a estrutura antes do encontro, o que diminui a capacidade de elevação das estruturas auxiliares de elevação e aumenta a segurança dos trabalhos.
- depois do avanço do cimbre para a posição de betonagem, é montado o sistema de cofragem com meios auxiliares ou pelo próprio cimbre;
- translação do cimbre para um segundo tabuleiro, no caso de um viaduto duplo, sem necessidade de desmontagem da estrutura o que permite uma poupança significativa no tempo e nos custos da obra;

- possibilidade da pré-fabricação das armaduras um dia após a betonagem do tabuleiro, sendo estas depois transportadas pelo próprio cimbra na movimentação e posteriormente colocadas na cofragem por meio de pequenas estruturas de elevação;
- versatilidade de utilização em vários tipos de tabuleiros sem necessidade de modificar a estrutura da viga principal, alterando apenas o sistema de cofragem e as posições dos pórticos de apoio nos pilares.

Principais desvantagens:

- na betonagem por bombagem o elevado número de barras de suspensão de cofragem constitui um obstáculo às operações;
- necessidade de espaços lateralmente e sob o tabuleiro para as operações de abertura e fecho da cofragem.



Figura 2.6: Cimbra autolanzável com estrutura portante superior [7].

2.3 Evolução dos cimbres autolanzáveis

Os cimbres autolanzáveis surgiram da necessidade de se obter uma estrutura que permitisse construir pontes tramo a tramo, betonadas "in situ", em que se pudessem ultrapassar certas condicionantes, como por exemplo: vales extensos e de grande altura, dificuldade de acesso, rios com grande largura ou desnivelamento urbano. Os primeiros cimbres autolanzáveis surgiram de antigos lançadores adaptados (figura 2.7), constituindo equipamentos muito rudimentares e de difícil manuseamento.

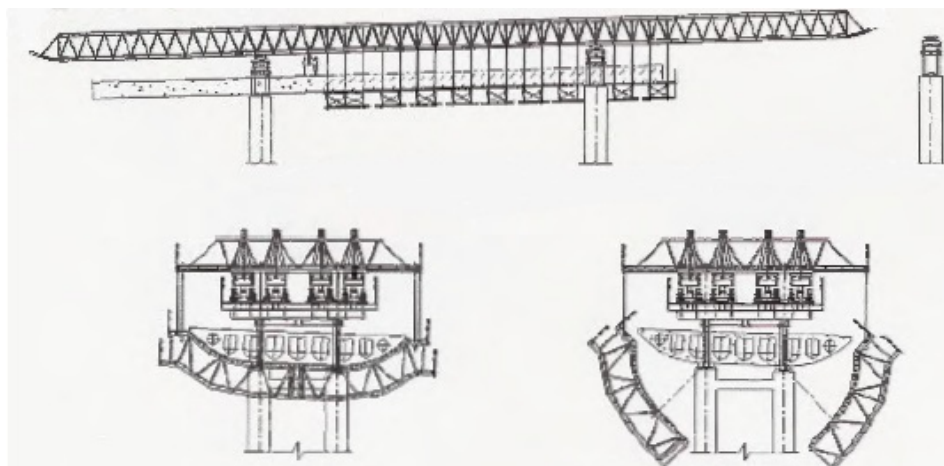


Figura 2.7: Viga de lançamento adaptada a cembre autolanzável com estrutura portante superior [9].

Até cerca de 1985 existiam em Portugal apenas dois cimbres autolanzáveis, que iam sendo reutilizados em diversas obras, apesar de haver, na época, inúmeras obras que também justificavam a utilização deste tipo de equipamento. Nestes cimbres a automatização era praticamente nula e quase todos os procedimentos eram efectuados manualmente, dificultando, assim, a sua utilização.

Por volta de 1993 já existiam diversos tipos de cimbres autolanzáveis, sendo os principais: os cimbres de estrutura portante inferior e os de estrutura portante superior. Naquela época, tal como hoje, os cimbres eram equipamentos caros e apenas competitivos para utilização em pontes com tramos até cerca de 50 metros, com comprimento total superior a cerca de 300 metros. Tais características eram essenciais para que os custos do equipamento, montagem e desmontagem pudessem ser amortizados. A utilização deste tipo de equipamento, no caso de construções com tabuleiros de geometria simples ou em pontes com comprimentos mais pequenos, pode revelar-se apropriada para vales com pilares com alturas entre os 30 e 60 metros, em que outras soluções construtivas se tornariam mais dispendiosas [9].

A secção transversal do tabuleiro tinha de ser simples, caso contrário esta poderia tornar-se num obstáculo ao funcionamento e movimentação dos cimbres. Outra das condicionantes resultava do traçado e da inclinação longitudinal dos tabuleiros.

Até 1993, a utilização da tecnologia dos cimbres autolanzáveis de estrutura portante superior apenas permitia a construção de um tramo a cada 2 semanas. Este aspecto devia-se à fraca presença de automatização e de auxílios hidráulicos de equipamentos de movimentação, apesar de já nessa época os vãos máximos atingirem cerca de 65 metros.

No final de 1993 foi atribuído à empresa AP Bridges Construction o projecto e fornecimento de dois cimbres para a construção dos viadutos Tâmega 3 e Tâmega 4 [9]. Para este projecto a empresa teve de realizar uma intensa e detalhada pesquisa acerca das principais condicionantes deste tipo de equipamentos. Em primeiro lugar, concluiu-se que um dos principais problemas do equipamento se baseava num conjunto de limitações que envolviam o traçado do viaduto, que se desenvolvia em curva, e a inclinação longitudinal dos seus tabuleiros, com uma subida.

Uma das principais preocupações neste projecto prendia-se com a possibilidade da reutilização do cimbra em vãos de 45 metros e sobre terrenos ou cursos de água que não permitissem a montagem dos apoios do cimbra através de estruturas auxiliares, como por exemplo, gruas. A reutilização do cimbra era uma questão fundamental, pois tratando-se de um equipamento com um grande investimento inicial a sua reutilização em outras obras permitiria uma maior amortização do seu valor. Por último, era também importante a diminuição do tempo de construção de cada vão do tabuleiro para uma semana através do aumento do rendimento da máquina e, consequentemente, da mais rápida conclusão da obra.

Depois de analisados e identificados os principais problemas, a empresa passou a procurar soluções para os mesmos. Desta forma, pesquisando qual o tipo de tabuleiros mais utilizados em Portugal para vãos de 40–45 metros e fazendo um estudo de optimização da inércia e do peso do cimbra em função do vão, obteve-se a secção ideal para este tipo de vãos. O problema da reutilização dos cimbres foi resolvido através da introdução de mesas de cofragem com fundos planos, o que permitiria modificar a cofragem, nesta altura ainda de madeira, para qualquer outro tipo de secção transversal de tabuleiro (figura 2.8). A AP Bridges Construction introduziu, também, um novo mecanismo na estrutura dos cimbres que lhes conferiu a independência de meios auxiliares para a montagem dos apoios nos pilares de betão, pois estes passaram a conseguir montar os seus próprios apoios. Este sistema tem ainda a vantagem de não ter qualquer tipo de interferência no ciclo de trabalho. Foi, também, introduzido um sistema que passou a permitir a pré-fabricação das armaduras do vão seguinte sobre o tabuleiro com o betão ainda em cura, o que conduziu a grandes reduções do tempo de construção de cada vão.

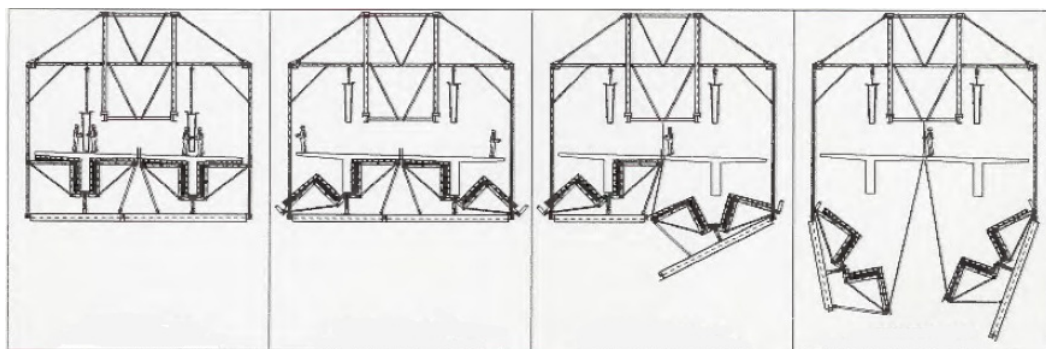


Figura 2.8: Secção transversal do cimbre autolanzável usado nos viadutos Tâmega 3 e Tâmega 4 [9].

No final de 1994, para a execução da ponte Vasco da Gama foi apresentado um novo modelo de cimbre (figuras 2.9 e 2.10) que tinha como principal evolução um novo conceito de cofragem. A cofragem usada era metálica, constituída por duas cofragens exteriores contínuas e por duas cofragens interiores móveis. As cofragens exteriores serviam de molde para as faces exteriores do tabuleiro e das vigas. Tendo em conta que a secção transversal se tratava de um tabuleiro vigado (em π), as cofragens interiores tinham um sistema que permitia a sua abertura e articulação, sendo que depois da betonagem e da aplicação do pré-esforço, rebatiam possibilitando assim o avanço do cimbre para o tramo seguinte. Estas inovações permitiram, na obra em questão, a construção de um vão por semana, aumentando assim em muito o rendimento do cimbre [9].

A partir da construção da Ponte Vasco da Gama, os cimbres autolanzáveis sofreram uma grande evolução em Portugal, devendo-se destacar o Eng. António Albuquerque Póvoas como um dos seus impulsionadores.

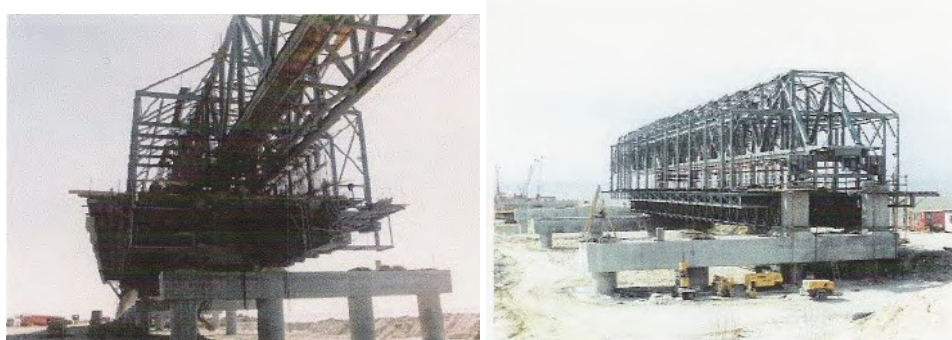


Figura 2.9: Cimbre autolanzável usado na Ponte Vasco da Gama [9].



Figura 2.10: Par de cimbres autolanzáveis usados na Ponte Vasco da Gama [9].

Actualmente, os cimbres são equipamentos muito sofisticados, com grande autonomia no que se refere à construção de tabuleiros de pontes. Funciona, praticamente, como uma oficina móvel que vai avançando passo a passo, deixando a estrutura do tabuleiro concluído e na sua posição definitiva. Desde logo, na montagem do equipamento pode-se destacar que a viga principal da estrutura é constituída por módulos que são montados com o auxílio de uma grua, podendo-se acrescentar o número de módulos desejado à viga principal, ou seja, ao próprio cembre (figura 2.11).



Figura 2.11: Montagem do cembre autolanzável [7].

A estrutura modular do cimbra confere-lhe a possibilidade de ser adaptado para diferentes vãos, de ser reversível e desta forma, possibilitar construir o tabuleiro num sentido e depois trocar esse mesmo sentido sem ter de se efectuar a rotação da estrutura (figura 2.12).



Figura 2.12: Troca do vão do cimbra autolançável [7].

As cofragens são também estruturas modulares e podem ser adaptadas a diferentes tipos de secções transversais, tais como: tabuleiros vigados (secções em π) ou em caixão e de geometria variável ou constante. Podem, também, ser utilizadas isoladamente como mesas de cofragem móveis apoiadas em cavaletes, cimbres porticados ou, ainda, em pequenas obras para as quais não se justifique a montagem da estrutura completa. As cofragens exteriores e interiores possuem, ainda, sistemas hidráulicos que permitem a sua fácil abertura e fecho para qualquer tipo de secção.

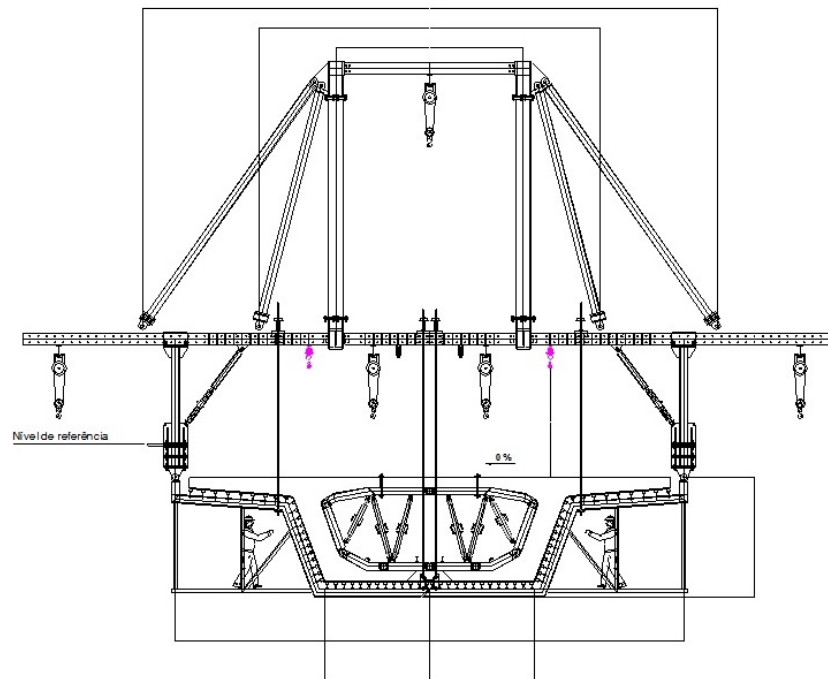


Figura 2.13: Cofragem para tabuleiro com secção em caixão [7].

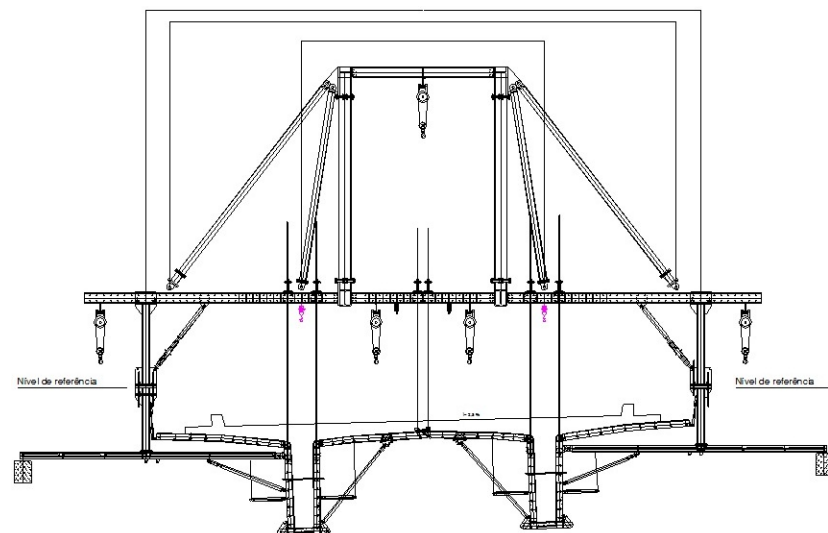


Figura 2.14: Cofragem para tabuleiro vigado (tipo π) [7].

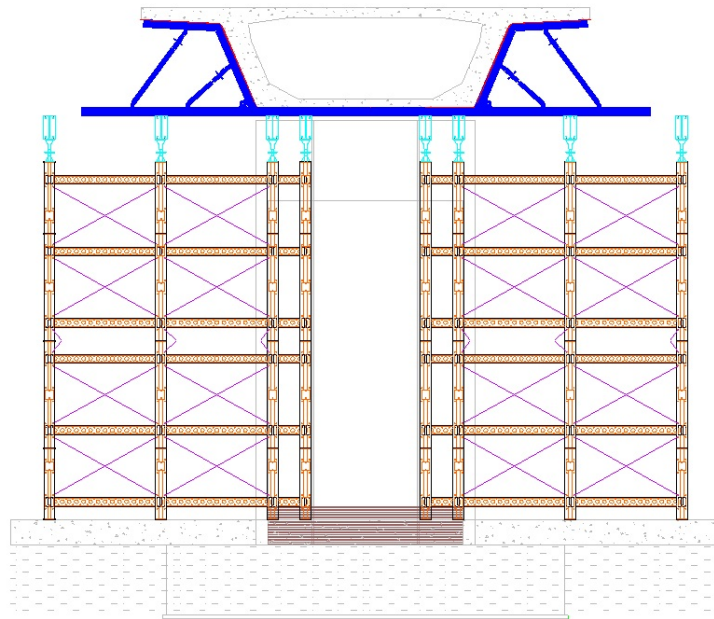


Figura 2.15: Cofragem usada como mesas de cofragem móveis apoiadas em cavaletes [7].

Assim, pode concluir-se que os cimbres evoluíram para estruturas modulares, que permitem uma fácil adaptação a diferentes tipos de obra, com diferentes características e de fácil transporte, podendo ser transportados em camiões ou em contentores. A versatilidade passou a ser um dos pontos fortes destas estruturas, sendo possível executar diversos tipos de projectos, tais como: pontes com curvas que tenham até 400 m de raio [9], pontes com trainéis de elevado pendente e curvas verticais, tabuleiros próximos do solo e pontes com pilares muito altos. Ao possuir geometria e inércia variáveis, os cimbres mais recentes tem, ainda, tecnologia que permite a construção de tramos com vãos até cerca de 90 metros, ainda que o máximo construído até hoje tenha sido de 72 metros.

Apesar de não estar no âmbito da presente tese de mestrado, refere-se, no entanto, que existem actualmente equipamentos deste tipo que integram sistemas de pré-esforço (pré-esforço orgânico). Esta sofisticação tecnológica tem como objectivo a redução de peso do cembre e dos custos de aquisição e de exploração desses equipamentos, incluindo os respeitantes ao transporte e armazenamento. Neste sistema pretende-se que o pré-esforço implemente variações funcionais nos cabos, através de uma monitorização permanente da força nesses cabos, controlando eficazmente a deformação do cembre durante a betonagem e os esforços nos elementos. No entanto, a utilização deste tipo de equipamentos em obras é ainda escassa.

Capítulo 3

Estrutura do cimbre autolançável

3.1 Introdução

No presente capítulo é feita uma descrição da estrutura base de um cimbre autolançável. São enunciados, com detalhe, os elementos que constituem a viga principal, o sistema de cofragem e os pórticos de apoio.

3.2 Descrição da estrutura base de um cimbre autolançável

Um cimbre autolançável é basicamente constituído por 3 partes:

- Viga principal
- Sistema estrutural da cofragem
- Pórticos de apoio

3.2.1 Viga principal

A estrutura principal do cimbre é constituída por duas vigas treliçadas (figura 3.1) de tamanho ajustável (figuras 3.2, 3.3, 3.4 e 3.5), o que vai permitir a adaptação do equipamento a diferentes vãos de tabuleiro. No entanto, é de extrema importância ter em atenção a necessidade de reforço de alguns elementos com o aumento do vão. Os módulos são unidos através de ligações aparafusadas facilitando assim a montagem da viga principal em obra. A secção dos perfis que constituem os módulos do cimbre tem secção variável ao longo do mesmo, resultado do nível de esforços a que estes estão sujeitos. Cada módulo é constituído por cordas (superior e inferior), por elementos verticais e por diagonais. Estes módulos têm dimensão variável consoante o fabricante de cada cimbre, tendo normalmente comprimentos desde os 3 até aos 12 metros.

A viga principal do cimbre pode não só funcionar como estrutura principal, mas também pode ser adaptada e utilizada como lançador de vigas pré-fabricadas, de aduelas ou de tabuleiros.



Figura 3.1: Viga principal [7].

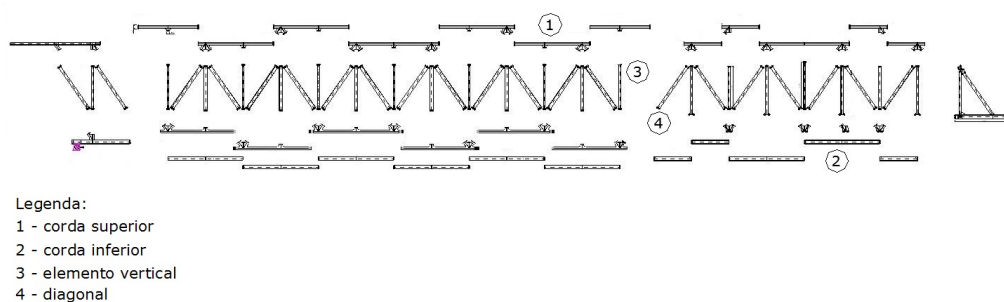


Figura 3.2: Componentes da viga principal [7].

Normalmente a estrutura base da viga principal é sempre constituída pela traseira, pelo nariz, por um corpo principal reversível e pelo avant-bec reversível tal como se pode

observar na figura 3.3. Assim, com este tipo de geometria, o cimbra pode facilmente chegar ao fim da construção de um tabuleiro e iniciar a construção de outro tabuleiro paralelo, no sentido oposto, sem ser necessária a desmontagem de toda a estrutura.

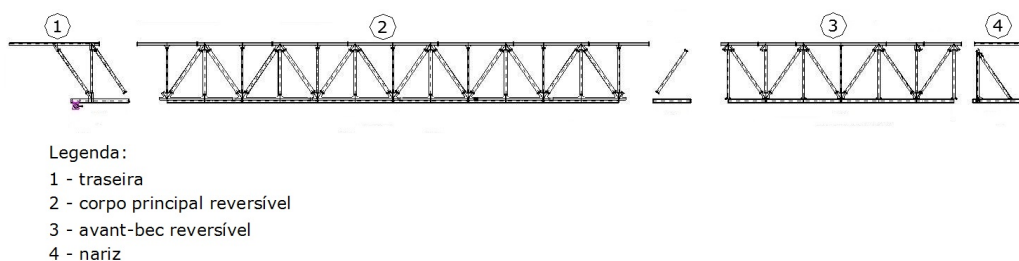


Figura 3.3: Reversibilidade da viga principal [7].

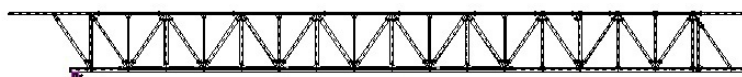


Figura 3.4: Configuração 36 m (de vão do tabuleiro) [7].

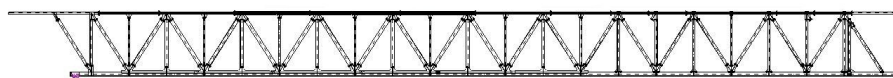


Figura 3.5: Configuração 45-49 m (de vão do tabuleiro) [7].

As vigas treliçadas são interligadas superiormente, ao nível dos nós das cordas, por travessas com espaçamento a definir e por tirantes em X constituídos por barras de aço de alta resistência (figura 3.6), proporcionando assim um sistema de contraventamento.

Inferiormente as vigas são também ligadas por travessas principais, por perfis de secção menor que formam uma grelha, por perfis em X que conferem contraventamento à estrutura e são ainda forrados por uma chapa. Esta chapa confere uma importante plataforma de trabalho na viga principal, muito útil, por exemplo, em operações de montagem da estrutura do cimbra e dos pórticos nos pilares mais avançados.

Tanto na zona superior como na zona inferior as ligações da travessas principais são aparafusadas enquanto que as ligações dos tirantes em X são efectuadas através de cavilhas. As duas zonas da viga principal estão ainda equipadas com elementos monorail que são bastante importantes no processo de montagem de toda a estrutura do cimbra e na montagem dos pórticos nos pilares.

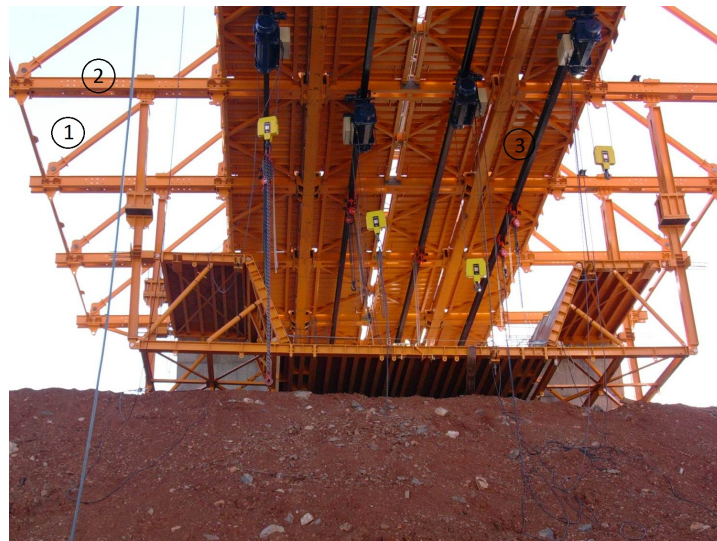


Legenda:

- 1 - travessa principal
- 2 - barras diwidag em X
- 3 - monorail
- 4 - plataforma de trabalho

Figura 3.6: Plataforma de trabalho da viga principal.

Na zona da viga principal em que está suspenso o sistema de cofragem, as travessas principais da zona inferior prolongam-se para o exterior e são suportadas por dois tirantes metálicos de cada lado (figura 3.7), sendo as suas ligações na extremidade constituídas por um sistema rotulado de modo a permitir a abertura da cofragem.



Legenda:

1 - tirantes

2 - extensão das travessas principais para o exterior

3 - monorail

Figura 3.7: Parte inferior da viga principal - zona de cofragem [7].

A parte traseira do cimbra é constituída por dois elementos longitudinais na parte superior denominados braços e que têm como principal função suportar o guindaste existente na estrutura, que é fundamental no processo de montagem dos pórticos nos pilares (figura 3.8).



Figura 3.8: Parte traseira do cimbra [7].

A parte frontal (nariz) do cembre tem duas funções muito importantes. Por um lado, permite o apoio inferior do cembre no processo de movimentação e por outro lado é fundamental no processo de montagem dos pórticos de apoio nos pilares. O nariz é constituído por dois elementos longitudinais na parte superior e por dois elementos longitudinais na parte inferior que estão apoiados por diagonais/escoras. Os elementos longitudinais inferiores estão equipados com macacos hidráulicos que lhes conferem a capacidade de rodarem, facilitando assim a montagem dos pórticos nos pilares e posteriormente o apoio do cembre nesses mesmos pórticos (figuras 3.9 e 3.10).



Figura 3.9: Parte frontal do cembre - braços inferiores abertos [7].



Figura 3.10: Parte frontal do cembre [7].

3.2.2 Sistema estrutural da cofragem

A cofragem do tabuleiro (figura 3.11) é constituída por um conjunto de estrados que são formados por chapas de aço com cerca de 4 mm de espessura, soldadas a uma estrutura reticulada de perfis metálicos.



Figura 3.11: Sistema de cofragem.

As cofragens mais antigas eram unidas por juntas, tendo estas evoluído para um sistema em que as extremidades se sobrepõem, deixando de ser necessário a utilização de juntas. Uma das grandes vantagens deste sistema é o facto de ser de fácil montagem (figura 3.12), contendo ligações rotuladas no sistema, que possibilitam a rotação e desmultiplicação dos estrados. Este processo é caracterizado pela utilização de macacos que constituem uma importante ajuda nas operações de posicionamento e rotação da cofragem.



Figura 3.12: Montagem do sistema de cofragem [7].

O mecanismo da cofragem encontra-se suspenso através de pendurais que são constituídos por barras de aço de alta resistência e por perfis metálicos verticais (figura 3.13).



Legenda:

1 - pendurais

Figura 3.13: Pendurais utilizados no sistema de cofragem.

A secção do tabuleiro de uma ponte normalmente varia de obra para obra, pelo que existe uma fácil adaptação da viga principal e das correspondentes cofragens a diferentes formas de tabuleiro, como se pode observar nas figuras que se seguem.

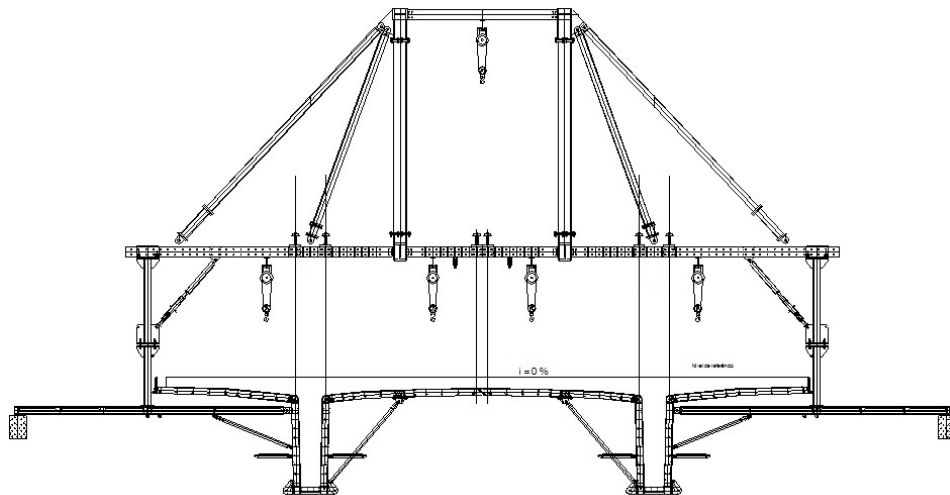


Figura 3.14: Cofragem para secção transversal de tabuleiro em π [7].

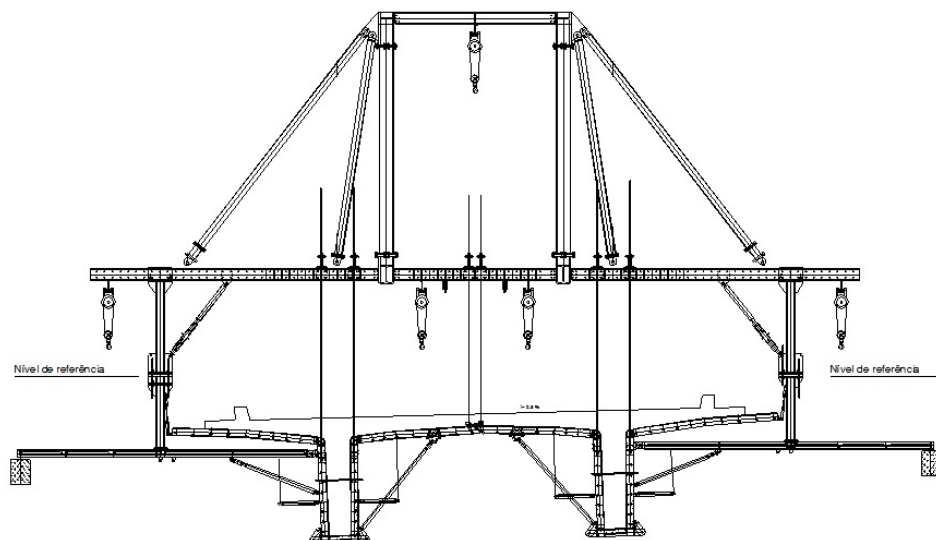


Figura 3.15: Cofragem para tabuleiro vigado (tipo π) com inclinação [7].

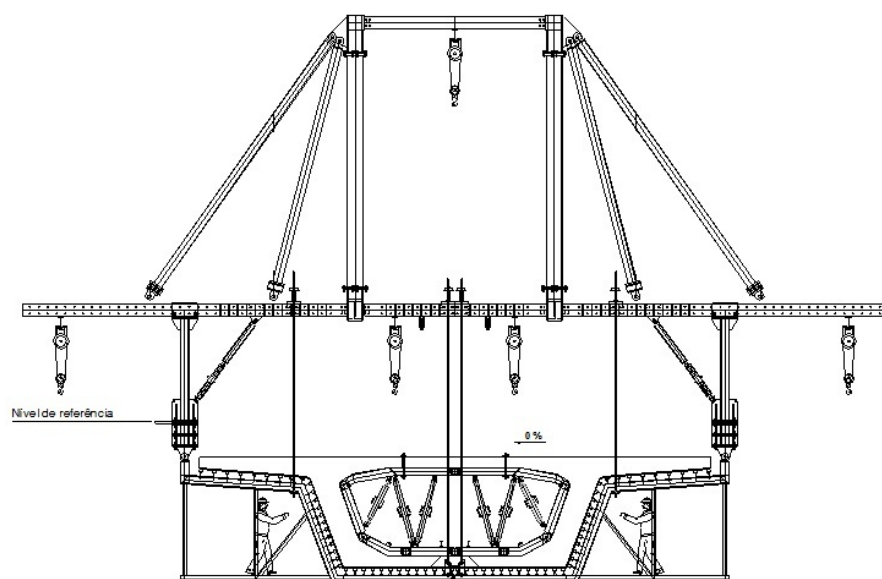


Figura 3.16: Cofragem para secção transversal de tabuleiro em caixão [7].

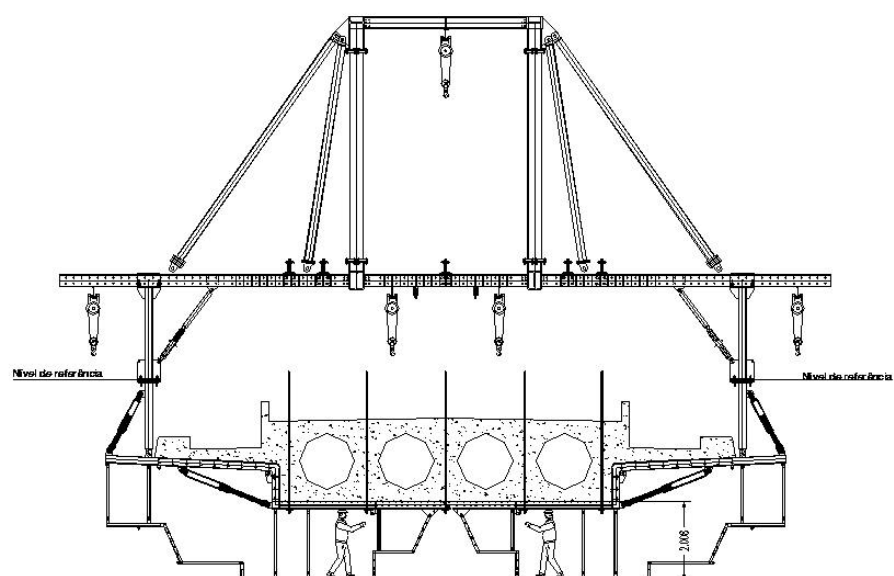


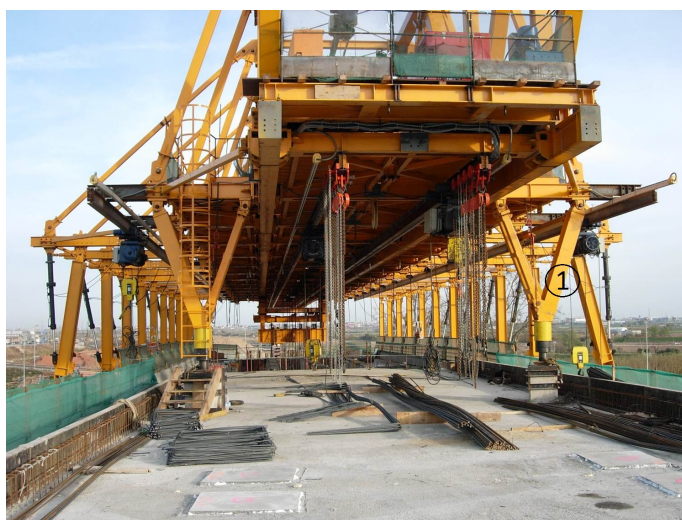
Figura 3.17: Cofragem para secção transversal de tabuleiro com vazamentos circulares [7].

3.2.3 Pórticos de apoio

Os pórticos de apoio do cimbra são constituídos pelas seguintes subestruturas:

- Pórtico traseiro

Este apoio é constituído por perfis metálicos em V, articulados nas extremidades, e apoiado num maciço de betão assente sobre o solo caso se esteja num vão de extremidade, ou apoiado sobre o tabuleiro, caso se esteja num vão intermédio. Os apoios traseiros têm um importante papel no auxílio das operações de manobra durante o processo de movimentação.



Legenda:

1 - pórtico traseiro

Figura 3.18: Pórtico traseiro apoiado no tabuleiro executado [7].

- Pórtico dianteiro

Os pórticos dianteiros assentam directamente nos pilares da ponte. Este sistema é usualmente constituído por uma estrutura base com cerca de 6 metros de altura, constituída por dois pórticos afastados um do outro a uma distância variável, interligados superiormente por uma viga chamada de viga balanceira. A estrutura de cada pórtico é constituída por dois montantes, afastados sensivelmente 6 metros um do outro e por uma travessa que os une superiormente. Todas as ligações entre os elementos referidos anteriormente são aparafusadas.

Esta estrutura base definida anteriormente é adaptada para cada obra dependendo da secção dos pilares da ponte a executar. Considerando diferentes secções de pilares pode haver diferentes pórticos de apoio como se exemplifica nas figuras seguintes.



Legenda:

1 - montante

2 - travessa

3 - viga balanceira

Figura 3.19: Pórtico dianteiro apoiado em bloco de betão no solo [7].



Figura 3.20: Pórtico dianteiro apoiado directamente no pilar [7].



Figura 3.21: Pórtico dianteiro apoiado em viga metálica apoiada no pilar [7].



Figura 3.22: Pórtico dianteiro apoiado em viga metálica fixada lateralmente no pilar [7].

Capítulo 4

Movimentação e manutenção do cimbre autolançável

4.1 Introdução

No presente capítulo é feita uma descrição do processo de movimentação de um cimbre autolançável. São ainda analisados diversos aspectos construtivos da obra e a sua influência na utilização deste tipo de equipamento, os processos de certificação e de recondicionamento utilizados na manutenção da estrutura dos cimbres autolançáveis.

4.2 Descrição da movimentação de um cimbre autolançável

Durante a posição de betonagem o cimbre encontra-se com o sistema de cofragem fechado e suportado em dois apoios, o pórtico traseiro e o pórtico intermédio (figura 4.1). Em situação normal, um vão executado por um cimbre autolançável é betonado $\frac{4}{5}$ de vão antes do pilar e $\frac{1}{5}$ de vão depois do pilar, sendo o betão colocado a partir da frente em direcção à traseira. Esta situação permitirá, devido à existência de $\frac{1}{5}$ de vão em consola, a diminuição dos momentos que se vão verificar no tabuleiro executado aquando da sua betonagem.

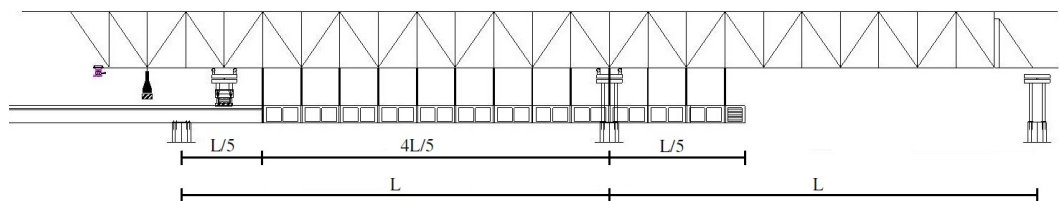


Figura 4.1: Cimbre - posição de betonagem [7].

Após a betonagem do tramo e durante a cura do betão, procede-se à pré-fabricação

da armadura do tramo seguinte (figura 4.2 e 4.3). Esta evolução introduzida no cimbra revela-se de extrema utilidade, pois permite reduzir o tempo em cada ciclo de trabalho, otimizar a utilização do equipamento e diminuir o prazo de execução da obra. Este aspecto assume particular relevância em obras mais extensas.

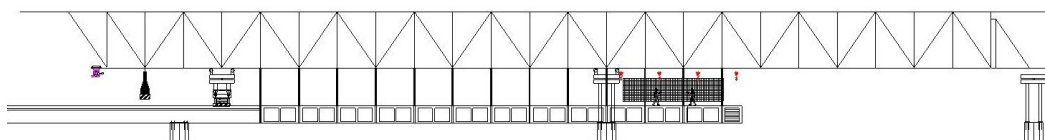


Figura 4.2: Dia 1 - Cura do betão e pré-fabricação da armadura [7].

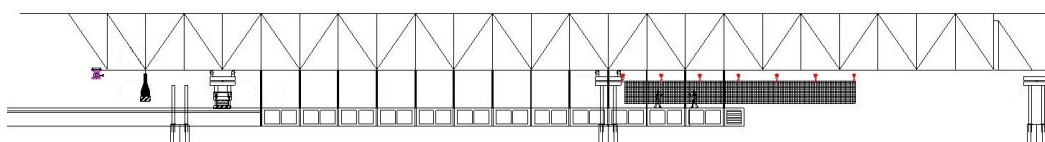


Figura 4.3: Dia 2 - Cura do betão e pré-fabricação da armadura [7].

Terminado o processo da cura do betão vão ser aplicadas as forças de pré-esforço (figura 4.4), dando, desta forma, a resistência necessária ao tabuleiro para que se possa efectuar a movimentação do cimbra.

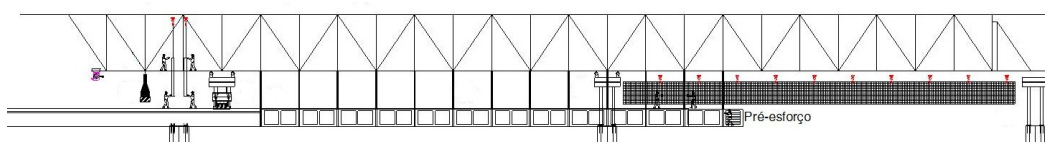


Figura 4.4: Dia 3 - Aplicação do pré-esforço [7].

Nesta fase, o cimbra passará a ser suportado por 3 apoios, nomeadamente nos pórticos traseiro, intermédio e dianteiro. Realizar-se-á então a abertura da cofragem exterior, que demorará entre 5 a 10 minutos, podendo-se posteriormente dar início ao lançamento do cimbra.

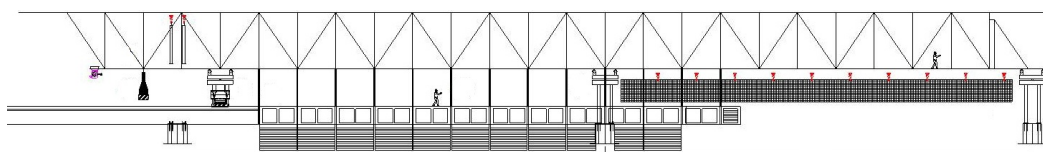


Figura 4.5: Dia 3 - Abertura da cofragem exterior e apoio do cimbra no pórtico dianteiro [7].

O lançamento apenas pode ser realizado após consulta ao Instituto de Meteorologia ou outras entidades, para análise dos valores previstos para a velocidade do vento aquando da movimentação do cimbra. Esta movimentação só poderá ocorrer, caso a velocidade do vento não ultrapasse os valores máximos de segurança estipulados. Quando for decidido iniciar o lançamento do cimbra têm de existir condições para o terminar, pois este não deve ser interrompido.

Numa primeira fase do avanço, o cimbra conta com 3 apoios. Posteriormente, fica sobre 2 apoios, assim que a traseira ultrapassar o último pórtico de apoio. Nos cimbres mais recentes o lançamento dá-se em cerca de duas horas e meia. Nos primeiros cimbres essa operação poderia ter doze horas de duração.

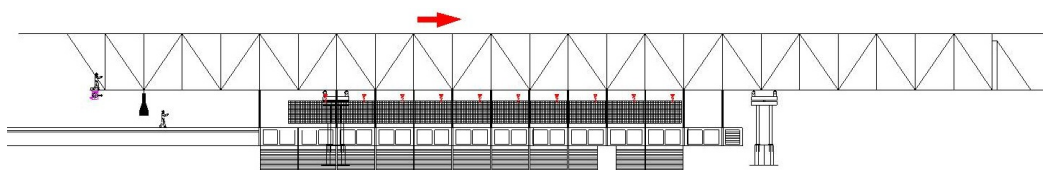


Figura 4.6: Dia 4 - Lançamento do cimbra [7].

Quando o cimbra estiver na sua posição final, procede-se ao fecho da cofragem exterior (Figura 4.7).

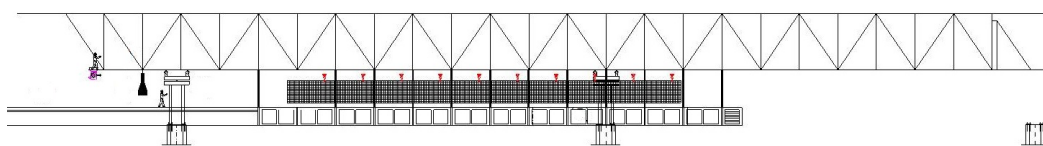


Figura 4.7: Dia 4 - Fecho da cofragem exterior [7].

Com o auxílio da estrutura do cimbra ou de outras estruturas de apoio, tais como guias, inicia-se a montagem do pórtico de apoio no pilar seguinte (figura 4.8 e 4.9). Esta operação

apenas se realiza quando não existem trabalhos por baixo do caminho dos pórticos, em particular no dia da betonagem por questões de segurança dos trabalhadores, evitando, assim, qualquer risco para a vida humana em caso de acidente.

A transferência dos apoios desde a parte traseira até à parte dianteira é feita com guinchos colocados no topo, que se deslocam em vigas monorail.

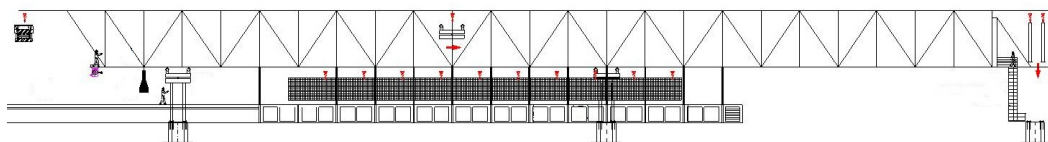


Figura 4.8: Dia 4 - Movimentação do pórtico de apoio a montar no pilar seguinte [7].

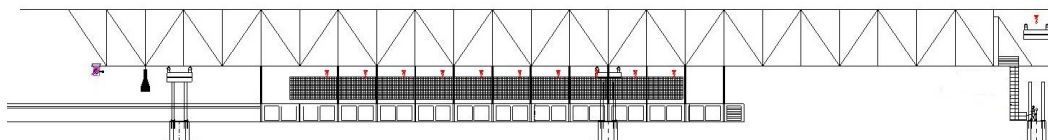


Figura 4.9: Dia 4 - Montagem do pórtico de apoio no pilar seguinte [7].

Nesta posição o pórtico intermédio é utilizado como aparelho de apoio na parte traseira, sendo que após a montagem do pórtico traseiro e da sua colocação em carga, este será retirado (figura 4.9). Terá de se realizar um controlo topográfico à cofragem, para que seja garantida a posição de projecto do tramo que se irá betonar. Efectuado o controlo procede-se à descida da armadura.

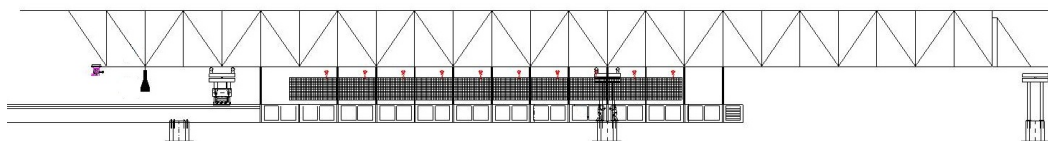


Figura 4.10: Dia 5 - Controle topográfico da cofragem e descida da armadura [7].

Para finalizar o processo de lançamento do cembre colocam-se os empalmes da armadura e do pré-esforço e sempre que houver cofragem interior efectua-se o seu avanço.(figura 4.11).

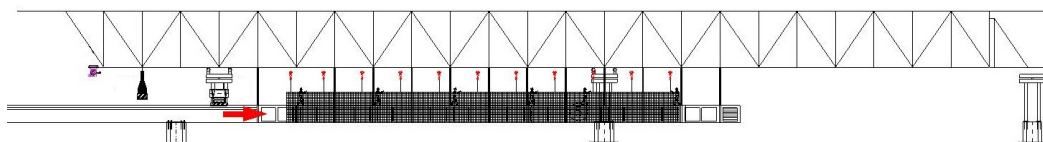


Figura 4.11: Dia 6 - Colocação dos empalmes da armadura e do pré-esforço e avanço da cofragem interior [7].

Quando o cembre estiver sem operar devem adoptar-se medidas de segurança para prevenir eventuais acidentes. Referem-se de seguida os principais cuidados de segurança a considerar:

- O cembre nunca deve ser abandonado por mais de uma ou duas horas, sem que se deixe a cofragem fechada ou o sistema de fixação de emergência montado.
- Sempre que se abandone o equipamento durante o fim-de-semana ou durante um dia por qualquer motivo, este deve sempre ficar com a cofragem fechada e numa posição que permita a sua estabilização com as amarrações de emergência.

4.3 Aspectos que influenciam a utilização dos cimbres

4.3.1 Introdução

As soluções estruturais seguidas em cada projecto de pontes e viadutos poderão influenciar de diferentes formas a utilização dos cimbres autolanzáveis. Uma análise atempada dos equipamentos disponíveis permitirá que no projecto da obra sejam adoptadas soluções compatíveis com o cembre que vier a ser adoptado. Uma colaboração eficaz entre os projectistas de pontes e de cimbres é fundamental, para atenuar os custos com adaptações de apoios e das cofragens, aumentar o nível de segurança e rentabilidade de todas as operações nos cimbres autolanzáveis.

As principais condicionantes à utilização dos cimbres autolanzáveis têm a ver essencialmente com aspectos relacionados com a geometria dos tabuleiros, dos pilares e dos encontros das pontes e viadutos.

4.3.2 Encontros

Todos os tramos devem ser executados com a mesma cofragem e equipamento. Esta uniformização irá evitar custos adicionais significativos, diferenças visíveis nos acabamentos do betão, dificuldades de empalme da cofragem do cimbra autolanzável no betão de tabuleiros realizados por outros equipamentos, diminuição do rendimento na construção e, conseqüentemente, aumento do prazo de execução.

Primeiro vão do tabuleiro

Para além da utilização da mesma cofragem em todo o tabuleiro, é também importante que o primeiro e o último vão tenham um comprimento que possa ser obtido através da junção de determinado número de módulos de cofragem (figura 4.12), ou seja, o comprimento total da cofragem seja múltiplo de um único módulo de cofragem. Caso se verifique esta situação não haverá necessidade de se utilizar uma cofragem de transição, evitando o aumento dos custos da obra.

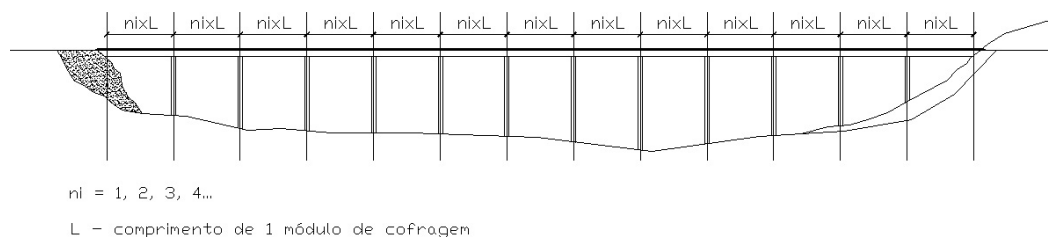


Figura 4.12: Alçado de um viaduto tipo.

Desalinhamento de encontros em viadutos paralelos

Determinados projectos obrigam a que os encontros dos viadutos sejam desalinhados, o que acarreta maiores dificuldades para a utilização dos cimbres. As maiores dificuldades estão relacionadas com a abertura das cofragens que se torna difícil nestas situações devido à existência, por exemplo, de muros de contenção de terras entre os viadutos paralelos. Através da construção faseada dos encontros, pode ser diminuída a dificuldade de utilização dos cimbres. Contudo, esta solução nem sempre se revela possível devido aos trabalhos de escavação e nem sempre a nível económico é mais vantajosa.

Outra solução passa pela utilização do cimbra ao solo, que geralmente é a solução mais simples, mas nem sempre é possível.

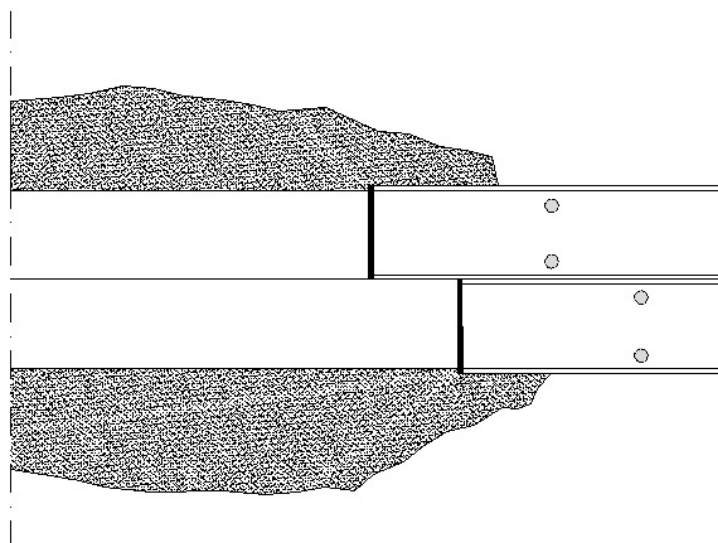


Figura 4.13: Desalinhamento de encontros em viadutos paralelos.

Esta condicionante pode ainda ser resolvida, se possível, através da utilização de encontros-pilar, (figura 4.14) que permitem o tratamento do último e do primeiro vão como correntes, no que à abertura e fecho da cofragem diz respeito.

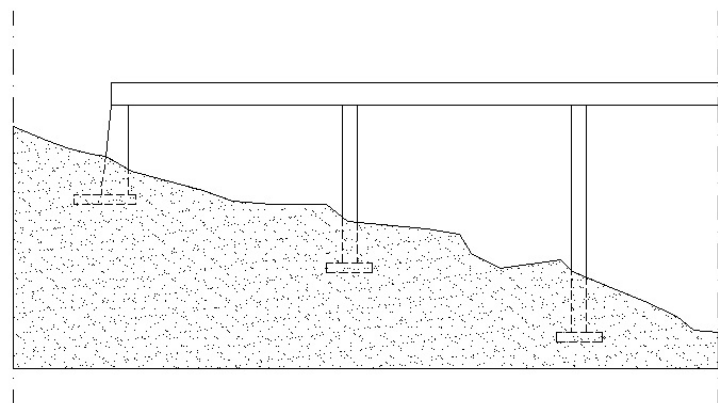


Figura 4.14: Encontro-pilar.

4.3.3 Pilares

No projecto dos pilares de uma ponte construída por cimbres autolançáveis, é de grande importância ter em consideração a colocação dos apoios dos cimbres nos pilares. Esta é uma das operações de maior risco na utilização deste tipo de equipamento. Deve ainda

ter-se presente, em todo o decorrer destas operações, a importância da criação de condições de trabalho e segurança, que permitirão uma considerável diminuição dos custos finais de execução da obra. A transferência de cargas localizadas pelos apoios dos pórticos no topo dos pilares poderá exigir uma pormenorização local das armaduras compatível com as reacções transmitidas.

Pilar simples ou duplo com capitel

Este tipo de pilares são os que apresentam melhores condições para a utilização dos cimbres autolanzáveis.



(a) Pilar simples com capitel.



(b) Pilar duplo com capitel.

Figura 4.15: Pilar simples e duplo com capitel [7].

Nestes casos não é normal haver dificuldades de compatibilização entre o pórtico e a mesa de apoio desse pórtico. As dimensões disponibilizadas pelos elementos de betão são, em geral, suficientes para acomodar os montantes e permitir as devidas condições de trabalho na montagem e fixação. As cofragens passam facilmente pelos pilares durante a movimentação.

4.3.4 Pilares sem capitel

Estes pilares têm normalmente secções de dimensões consideráveis, o que faz com que a sua largura ainda seja suficiente para conter os apoios dos cimbres. Poderá ser, no entanto, necessário recorrer a um outro tipo de fixação como indicado na figura 4.16. Assim, os pilares simples terão muitas semelhanças aos pilares com capitel, essencialmente, pelas suas dimensões, devido às condições de trabalho e da segurança nas operações de montagem dos apoios.

Nesta solução também não se verifica qualquer dificuldade na passagem das cofragens pelos pilares durante a movimentação do cimbra.



(a) Pilar sem capitel.



(b) Guardas de segurança no pilar.

Figura 4.16: Pilar sem capitel [7].

Pilares duplos sem capitel

Os projectos de pontes com pilares duplos sem capitel, que recorrem à utilização de cimbres autolanzáveis são os de mais difícil execução. Para possibilitar o apoio dos cimbres nos pilares é necessária a adopção de diversas soluções mais dispendiosas, que conduzem ao aumento do prazo de conclusão da obra.

As soluções mais comuns neste tipo de pilares, passam pela colocação de vigas travessa, em estrutura metálica, sobre as quais se montam os pórticos de apoio (figura 4.17). Outra solução bastante utilizada consiste na rotação completa das cofragens de modo a que seja possível que estas passem pelo pilar (figura 4.18).

Dadas as operações envolvidas na montagem dos pórticos de apoio dianteiros, nomeadamente a colocação e retirada da referida viga-travessa, esta solução acarreta custos acrescidos e um maior dispêndio de tempo.



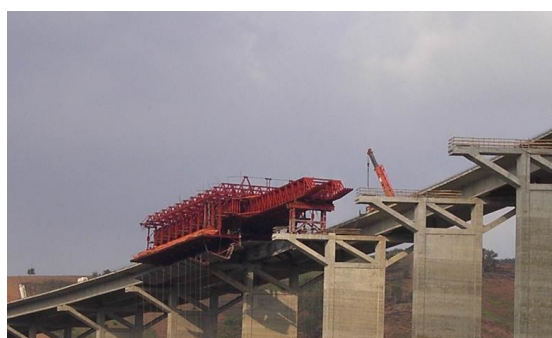
Figura 4.17: Pilar duplo sem capitel [7].



Figura 4.18: Passagem de cimbra por um pilar duplo sem capitel [7].

Pilares com capitel ou viga travessa para apoio de dois tabuleiros

São semelhantes aos pilares com capitel, pelas boas condições de trabalho e de segurança que proporcionam aos trabalhadores e pelo espaço disponível adequado para a montagem dos pórticos. A sua principal condicionante prende-se com a passagem das cofragens sobre a travessa ou capitel.



(a) Pilar com capitel.



(b) Pilares com viga travessa.

Figura 4.19: Pilares com capitel ou viga travessa para apoio de dois tabuleiros [7].

4.3.5 Tabuleiros

Tal como nos pilares, a geometria das secções dos tabuleiros é um aspecto determinante para a utilização dos cimbres e do seu rendimento. Tanto quanto possível deve utilizar-se uma geometria de secção de tabuleiro uniformizada ao longo do desenvolvimento da obra. De igual modo, a adopção de um número máximo de vãos de igual comprimento favorece também a repetitividade das operações sem recorrer a alterações da cofragem.

Tabuleiros vigados (tipo π)

Nos tabuleiros vigados (secção em π) existem duas variantes que condicionam de diferentes formas a execução do tabuleiro:

- tabuleiros com alargamento para fora e para dentro sem carlingas sobre os pilares;
- tabuleiros com alargamento para dentro, recorrendo a carlingas, e geometria constante pelo exterior.

Os sistemas de cofragem dos cimbres utilizados em tabuleiros com alargamento das vigas para fora e para dentro na zona de pilares têm de sofrer ajustamentos consideráveis, chegando ao ponto de, muitas vezes, se ter de reconstruir um sistema de raiz. A construção de um sistema de cofragem específico para determinada geometria é pouco rentável, porque o seu custo apenas poderá ser amortizado em mais de uma obra.

O alargamento para o exterior também causará problemas, tendo de existir um aumento de ripagem no sistema de cofragem para o exterior, o que criará dificuldades ao lançamento em tabuleiros paralelos, porque o espaço disponível entre estes vai diminuir.

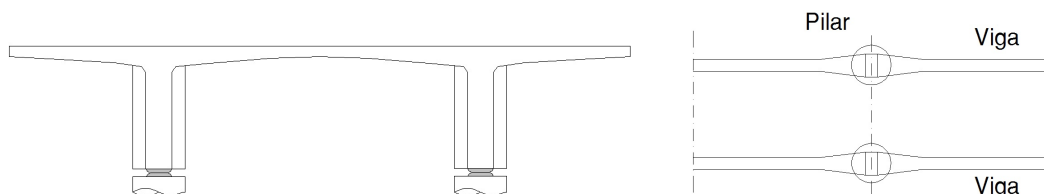


Figura 4.20: Tabuleiros com alargamento para fora e para dentro.

Os tabuleiros com alargamento para o interior com secção exterior constante, surgem como uma alternativa economicamente mais viável, pois permitem que os painéis exteriores do sistema de cofragem sejam reutilizados em várias obras. Esta é a situação mais comum no país (figura 4.21).

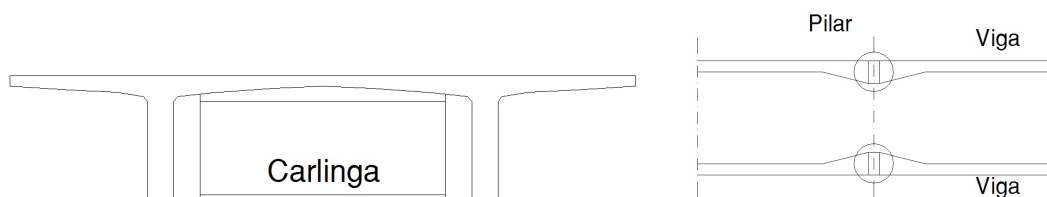


Figura 4.21: Tabuleiros com alargamento para dentro.

Tabuleiros com secção em caixão

Os tabuleiros com secção em caixão têm uma execução complexa, representando um acréscimo de dificuldade e de custos, quando comparados com os tabuleiros vigados.



Figura 4.22: Tabuleiro com secção em caixão [7].

Num tabuleiro deste tipo existe uma cofragem interior e uma cofragem exterior e estas representam um aumento significativo da superfície de cofragem comparativamente a outros tipos de secções. A cofragem interior funciona de forma independente dos restantes elementos e a sua movimentação apenas se dá após o lançamento do cimbra, quando este se encontra na posição de betonagem.

O número de operações é muito maior, aumentando significativamente as horas de trabalho e os prazos de execução da obra. Devido á geometria da secção, torna-se também impossível a pré-fabricação das armaduras do tramo seguinte, o que fará diminuir o rendimento das operações.

Se possível, e por questões de rendimento, os tramos do tabuleiro devem ser normalizados, tendo em conta a posição dos reforços e das ancoragens de pré-esforço. Deste modo, será possível a utilização de cofragens móveis de abertura hidráulica, tanto exterior como interior.

4.4 Recondicionamento e certificação dos cimbres autolançáveis

Os cimbres autolançáveis estão incluídos no âmbito da Directiva Máquinas 98/37/CE (transposta para o Direito nacional através do D.L. n.º 320/2001), devendo, por isso, ser certificados para poderem entrar em funcionamento ou ser colocados no mercado. As características do projecto a ser executado e o estado de utilização da estrutura do cimbra obrigam, por vezes, a que este tenha de ser recondicionado antes de ser utilizado numa nova obra, sendo, desta forma, necessário dar-se início a um novo processo de certificação.

Os processos de recondicionamento e certificação, pela complexidade que os caracteriza, são normalmente realizados em parceria por várias entidades (Mota-Engil, ASTECIL, Gabinete Técnico ME, Estaleiro Porto Alto, entre outras) dependendo da especialidade.

A certificação da estrutura só fica concluída após a emissão das seguintes peças:

4.4. RECONDICIONAMENTO E CERTIFICAÇÃO DOS CIMBRES AUTOLANÇÁVEIS43

- Projecto de Estrutura Metálica
- Dossier de Qualidade da Estrutura Metálica (Metalomecânica)
- Projecto da Rede Hidráulica
- Projecto de Rede Eléctrica
- Relatório de Inspeção (antes da 1ª betonagem)
- Certificado de Conformidade

No projecto de estrutura metálica deve ser feita, numa primeira fase, uma guia de entrada do material e marcações em todas as peças. Posteriormente verifica-se se é necessário um recondicionamento da estrutura para a nova obra em que o cembre será utilizado. Caso tal seja necessário, devem ser feitos ensaios de controlo de soldaduras preconizados no projecto de recondicionamento (ISQ, RINAVE, etc.), deverão exigir-se certificados nas compras de novos parafusos, cavilhas e varões de alta resistência e realizar ensaios prévios ao material existente reaproveitável.

Após a execução do projecto de recondicionamento e dos ensaios ao material existente é feita uma consulta metalomecânica, da qual resulta a emissão de um dossier de qualidade da estrutura metálica. Devem ser também efectuados projectos da rede hidráulica e da rede eléctrica.

Já em obra, e antes da utilização do cembre na primeira betonagem, deve ser feita uma inspecção prévia à estrutura e elaborado o respectivo relatório. Caso o relatório tenha um parecer positivo é então emitido o certificado de conformidade da estrutura do cembre autolanzável.

Durante a utilização do cembre existem check-lists relativas aos vários elementos da estrutura, que deverão ser preenchidos com regularidade.

A título de exemplo, apresenta-se de seguida elementos de um plano de inspecções a realizar numa parte da estrutura de um cembre.

DESIGNAÇÃO DA PEÇA	NÍVEL DE INSPECÇÃO DE SOLDADURAS	MATERIAIS A ENSAIAR
E1.1 - A1500623 c/ 4785 mm		HEB200.....S275 JR HEB120.....S275 JR Ch 12 mm.....S275 JR

Figura 4.23: Plano de caracterização e inspeção da estrutura do cembre.

ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS - ÂMBITO DE APLICAÇÃO (1) (2)					
NÍVEL	LIGAÇÃO SOLDADA	INSPEÇÃO VISUAL	RADIOGRAFIA (3)	ULTRASSONS (4)	PARTÍCULAS MAGNÉTICAS
MODERADO (D)	TODAS AS OUTRAS LIGAÇÕES SOLDADAS	100%	-	-	10%
INTERMÉDIO (C)	UNIÃO TOPO PENETRAÇÃO TOTAL	100%	10%	25% (5)	50%
	UNIÃO T PENETRAÇÃO TOTAL	100%	-	25%	50%
	CORDÃO DE CANTO PENETRAÇÃO PARCIAL	100%	-	-	25%
ELEVADO (B)	UNIÃO TOPO PENETRAÇÃO TOTAL	100%	20%	100% (5)	100%
	UNIÃO T PENETRAÇÃO TOTAL	100%	-	100%	100%
	CORDÃO DE CANTO PENETRAÇÃO PARCIAL	100%	-	-	100%

Nota:

(1) Critério de aceitação de resultados de acordo com ISO 5817/6520.

(2) O nível de qualidade estará indicado nos desenhos de fabrico.

(3) Usado apenas nos casos em que os ultrassons não identificam o tipo de defeito.

(4) Para espessura de chapa de 8 mm e superiores. Usar radiografia para espessuras inferiores a 8 mm.

(5) Se o operador dos ultrassons não puder identificar o tipo de defeito, deve ser usada radiografia adicional.

Figura 4.24: Ensaios não destrutivos a realizar e âmbito de aplicação.

Capítulo 5

Acções

5.1 Introdução

No presente capítulo são apresentadas as acções que actuam na estrutura de um cimbre autolanzável.

5.2 Acções permanentes

Na estrutura do cimbre autolanzável devem ser consideradas as seguintes acções permanentes:

- Peso próprio;
- Imperfeições geométricas.

5.2.1 Peso próprio

Para além do peso próprio dos elementos metálicos, devem também ser consideradas a actuar na estrutura do cimbre as seguintes cargas permanentes:

- Peso próprio dos blocos de betão de contrapeso;
- Peso próprio das guardas metálicas;
- Peso próprio do tabuleiro.

A aplicação destas cargas permanentes deve ser feita convenientemente em função dos casos de estudo.

O peso próprio do tabuleiro pode ser representado em modelos de cálculo numérico, através, por exemplo, da aplicação automática de forças gravíticas, calculadas a partir da secção do betão nas diferentes zonas do tabuleiro (zona de vão e zona dos apoios).

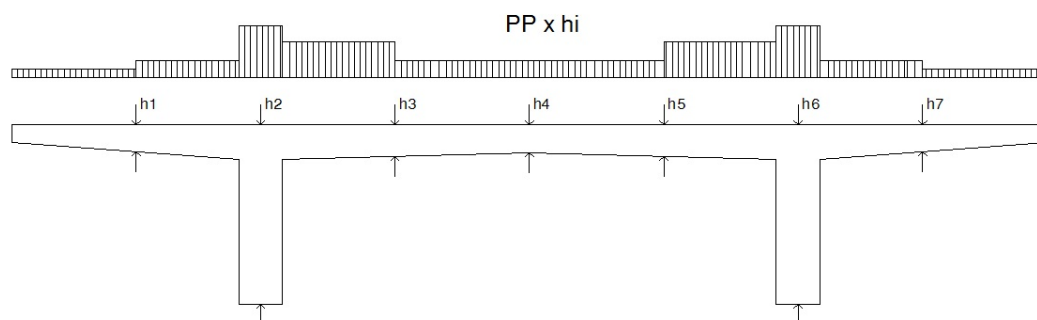


Figura 5.1: Exemplo de forças gravíticas que simulam o peso próprio do tabuleiro.

O cimbra que transporta as armaduras do vão seguinte, previamente pré-fabricadas, vai transmitir à estrutura uma carga relevante no processo de movimentação. As cargas provocadas pelo peso próprio das armaduras devem ser convenientemente calculadas para as diferentes zonas do vão e dos apoios.

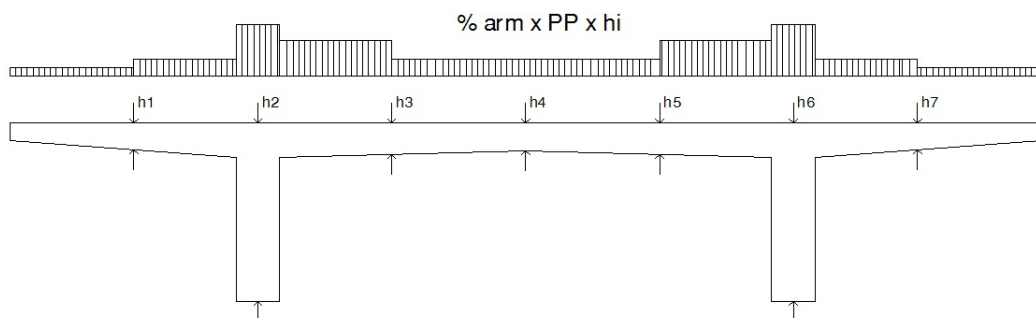


Figura 5.2: Exemplo de forças gravíticas que simulam o peso próprio das armaduras do tabuleiro.

5.2.2 Imperfeições geométricas

As imperfeições geométricas podem ser contabilizadas simplificadaamente segundo a metodologia definida pelo EC3. Em elementos susceptíveis à ocorrência de encurvadura com deslocamentos laterais, o efeito das imperfeições pode ser contabilizado, simplificadaamente, na análise global do elemento através de uma imperfeição equivalente (figura 5.3) com a forma de um deslocamento lateral [17]. Uma determinação mais rigorosa dos efeitos das imperfeições geométricas pode ser determinado através da consideração de

uma abordagem do tipo $P - \Delta$. Existem actualmente no mercado programas de cálculo que consideram automaticamente este aspecto.

De acordo com aquele regulamento, o valor do deslocamento lateral é dado pela seguinte rotação:

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (5.1)$$

em que:

ϕ_0 valor de base: $\phi_0 = \frac{1}{200}$;

α_h coeficiente de redução, calculado em função de h através de:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{mas} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

h altura em m;

α_m coeficiente de redução para tomar em consideração o número de colunas num alinhamento:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

m número de colunas num piso, incluindo apenas aquelas que estão submetidas a um esforço axial N_{ED} superior ou igual a 50% do valor médio por coluna no plano vertical considerado.

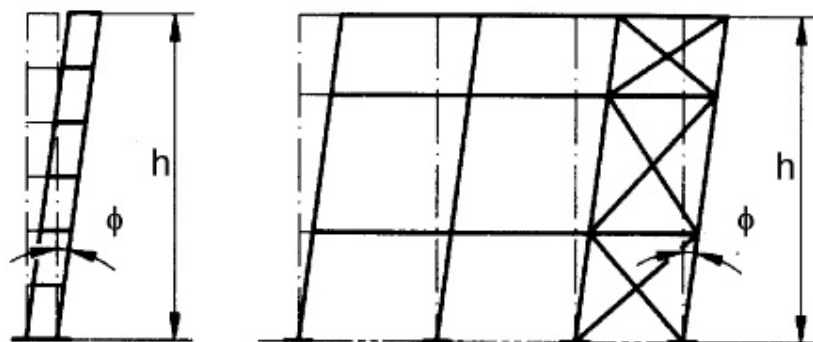


Figura 5.3: Imperfeições globais equivalentes (inclinação inicial das colunas) [17].

Na aplicação desta metodologia simplificada, a obtenção dos deslocamentos horizontais que simulam as imperfeições geométricas incide sobre a secção transversal da viga principal do cimbria (figura 5.4).

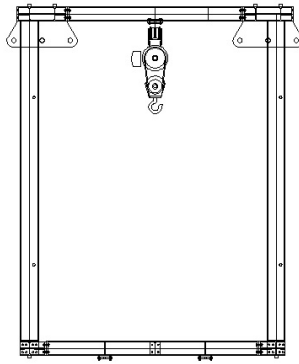


Figura 5.4: Secção transversal da viga principal do cimbre [21].

Após a determinação do ângulo de rotação das colunas devem ser aplicadas forças horizontais concentradas nos nós das cordas superiores das vigas principais (figura 5.5), simulando assim os deslocamentos laterais devidos às imperfeições geométricas.

O valor das forças concentradas é dado pela expressão :

$$F_{imp} = R_{ij} \cdot \phi \quad (5.2)$$

sendo:

F_{imp} Força horizontal equivalente à imperfeição;

R_{ij} Reacção vertical na base do pilar i do pórtico j.

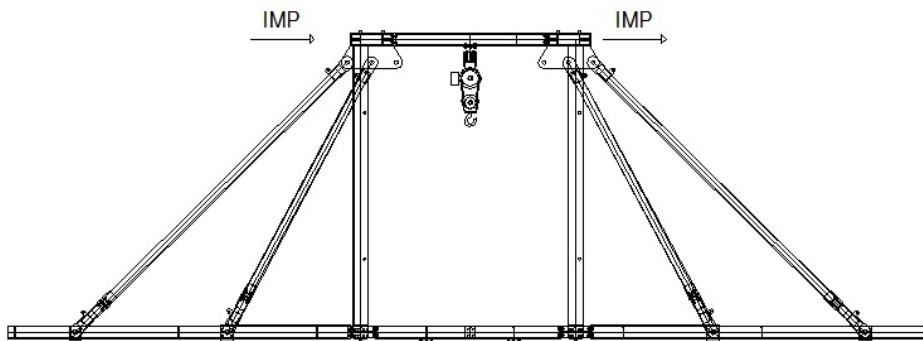


Figura 5.5: Forças concentradas aplicadas nas cordas superiores das vigas principais.

5.3 Acções variáveis

Na estrutura do cimbra autolanzável devem ser consideradas as seguintes acções variáveis:

- Vento;
- Variação uniforme da temperatura;
- Sismo;
- Sobrecargas.

5.3.1 Vento

Para monitorização da velocidade do vento é normalmente instalado um anemómetro, em local elevado e desobstruído, normalmente no nariz do próprio cimbra.

Os valores da velocidade do vento utilizados no dimensionamento dos cimbres poderão ser definidos utilizando os valores de referência presentes nas normas F.E.M. [16]. Nessas normas é apresentado um método simplificado onde se assume que o vento pode soprar horizontalmente em qualquer direcção a uma velocidade constante.

O valor da pressão dinâmica do vento é dada por:

$$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2 \quad (5.3)$$

onde:

q	é a pressão dinâmica do vento em N/m^2 ;
ρ	é a densidade do ar em Kg/m^3 (tipicamente $\rho = 1,25 \text{ Kg/m}^3$);
V	é a velocidade do vento em m/s .

Vento de serviço

Esta grandeza representa o valor máximo da velocidade do vento compatível com a operação das guias. As cargas relativas à velocidade do vento devem ser aplicadas na direcção menos favorável. Dada a ausência de uma regulamentação mais específica neste tipo de equipamentos (cimbres autolanzáveis), é usual considerar-se na prática as disposições das normas F.E.M. relativas a guias.

Os valores correspondentes à pressão e velocidade do vento de serviço são dados na tabela 5.1.

Tabela 5.1: Valores de pressão e velocidade do vento de serviço [16].

Tipo de aplicação	Pressão do vento de serviço (q_k) N/m^2	Velocidade do vento de serviço (V) m/s
Gruas sujeitas a ventos fracos	125	14
Gruas normais instaladas no exterior	250	20
Gruas que trabalham sujeitas a ventos fortes	500	28

Os cimbres autolanzáveis são considerados equipamentos instalados no exterior e, como tal, deverá adoptar-se $V = 20 \text{ m/s}$. No entanto de acordo com a prática comum, estes valores de velocidade do vento dificultam as operações de betonagem, pelo que para este caso é usual que as operações decorram com um vento de serviço máximo de $V = 10 \text{ m/s}$. Este aspecto prende-se essencialmente com as questões de segurança dos trabalhadores. Após a betonagem, a estrutura pode ser afectada por ventos com $V = 20 \text{ m/s}$, pelo que os seus elementos deverão ser dimensionados para suportar estes valores de velocidade do vento durante a cura do betão (cerca de 48 h), enquanto este não adquire rigidez.

Assim no dimensionamento do cimbra autolanzável deverá ser considerado:

- Vento de serviço admissível para betonagem do betão - $V = 10 \text{ m/s}$
- Vento de serviço admissível durante a cura do betão - $V = 20 \text{ m/s}$

Tendo em conta as características especiais destes equipamentos, nomeadamente as suas grandes dimensões, a altura de trabalho e a curta duração deste processo, é usual ser considerado como vento limite máximo para o lançamento do cimbra (movimentação) $V = 10 \text{ m/s}$.

Assim no dimensionamento do cimbra autolanzável deverá ser considerado:

- Vento de serviço para o processo de lançamento - $V = 10 \text{ m/s}$

O processo de montagem do pórtico de apoio no pilar seguinte, sendo uma operação que requer especial cuidado, deverá respeitar uma velocidade máxima do vento $V = 10 \text{ m/s}$.

Assim teremos:

- Vento de serviço para o processo de montagem do pórtico de apoio no pilar seguinte
- $V = 10 \text{ m/s}$

Vento fora de serviço

Esta grandeza corresponde ao máximo vento de tempestade que as gruas podem sofrer permanecendo estáveis quando não estão a efectuar qualquer tipo de manobra. De acordo com as normas F.E.M., a velocidade do vento fora de serviço varia com a altitude da estrutura em questão, a localização geográfica e o grau de exposição ao vento.

Tabela 5.2: Valores de pressão e velocidade do vento fora de serviço [16].

Altura acima do nível do solo m	Vento fora de serviço aproximado m/s	Pressão do vento fora de serviço aproximada N/m^2
0 a 20	36	800
20 a 100	42	1100
mais de 100	46	1300

No caso dos cimbres é usual considerar alturas entre 20 m e 100 m para as suas operações. Assim deverá ser adoptado para o vento fora de serviço o seguinte:

- Vento fora de serviço - $V = 42 \text{ m/s}$

O vento fora de serviço representa uma situação de tempestade extrema que pode ser detectada com dois dias de antecedência pela Protecção Civil, devendo-se em caso de ocorrência interromper todas as operações no cimbra. Para estes valores de tempestade as armaduras do tabuleiro podem já estar montadas. Neste caso excepcional, o cimbra é devidamente amarrado ao tabuleiro, com as cofragens fechadas.

Força do vento

Conhecidos os valores de referência da velocidade do vento, a força a actuar no cimbra pode ser definida utilizando a metodologia preconizada pelo Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes [20]. Esta força é obtida multiplicando a pressão dinâmica do vento (que depende directamente da velocidade do vento) por coeficientes adequados (os coeficientes de força) que caracterizam as formas aerodinâmicas da estrutura e pela área da superfície na qual essa força irá actuar.

Assim a força do vento que actua sobre o elemento/estrutura é dada pela seguinte expressão:

$$F = A.q.\delta \quad (5.4)$$

onde:

- F é a força do vento em N ;
 A é a área de exposição ao vento do elemento/estrutura em m^2 ;
 δ é o coeficiente de força para a secção em questão;
 q é a pressão dinâmica do vento em N/m^2 .

Coeficientes de força

Os coeficientes de força, δ , fornecem o efeito global do vento sobre uma estrutura ou um componente considerando-o no seu todo, sendo determinados com base na geometria do elemento solicitado. Para determinar a acção do vento em cada elemento é necessário considerar o índice de cheios, λ , sendo este definido pela seguinte expressão:

$$\text{Índice de cheios} = \frac{\text{área total}}{\text{área efectiva}} = \frac{A}{A_e} = \sum_{i=1}^n \frac{L_i.b_i}{L.B} = \lambda \quad (5.5)$$

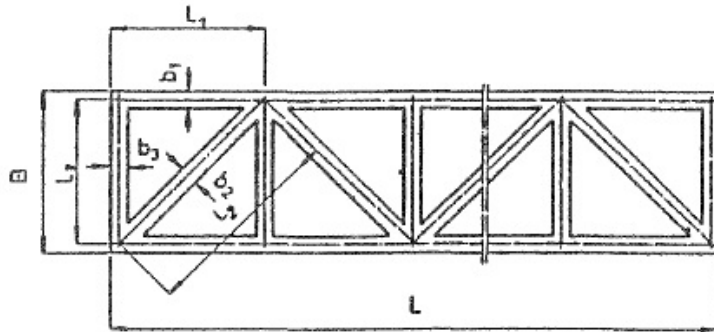
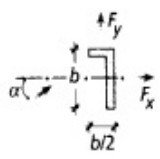

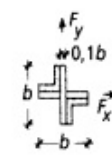
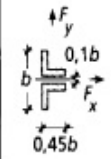
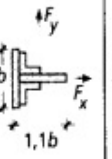
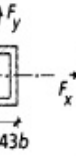


Figura 5.6: Índice de cheios.

A viga principal do cimbre pode ser considerada uma estrutura plana isolada constituída por barras de secção angulara, sendo os coeficientes de força para este caso dados na tabela que se segue:

Índice de cheios λ	Tipos de elementos da estrutura		
	Barras de secção angulosa	Barras de secção circular	
		$d \sqrt{w} < 0,15^{(*)}$	$d \sqrt{w} \geq 0,15^{(*)}$
0,1	1,9	1,2	0,7
0,2	1,8	1,2	0,8
0,3	1,7	1,2	0,8
0,4	1,7	1,1	0,8
0,5	1,6	1,1	0,8
0,75	1,6	1,5	1,4

Tabela 5.3: Coeficiente de força para estruturas planas isoladas [20].

																	
α	δ_{ix}	δ_{iy}	δ_{ix}	δ_{iy}	δ_{ix}	δ_{iy}	δ_{ix}	δ_{iy}	δ_{ix}	δ_{iy}	δ_{ix}	δ_{iy}	δ_{ix}	δ_{iy}	δ_{ix}	δ_{iy}	
0°	+1,9	+0,95	+1,8	+1,8	+1,75	+0,1	+1,6	0	+2,0	0	+2,05	0	+2,05	0	+2,05	0	
45°	+1,8	+0,8	+2,1	+1,8	+0,85	+0,85	+1,5	-0,1	+1,2	+0,9	+1,85	+0,6	+1,85	+0,6	+1,85	+0,6	
90°	+2,0	+1,7	-1,9	-1,0	+0,1	+1,75	-0,95	+0,7	-1,6	+2,15	0	+0,6	0	+0,6	0	+0,6	
135°	-1,8	-0,1	-2,0	+0,3	-0,75	+0,75	-0,5	+1,05	-1,1	+2,4	-1,6	+0,4	-1,6	+0,4	-1,6	+0,4	
180°	-2,0	+0,1	-1,4	+1,4	-1,75	+0,1	-1,5	0	-1,7	+2,1	-1,8	0	-1,8	0	-1,8	0	

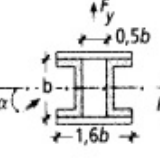
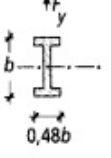
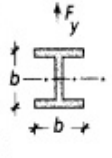
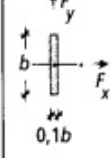
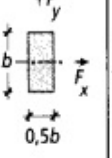
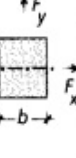
																	
α	δ_{ix}	δ_{iy}	δ_{ix}	δ_{iy}	δ_{ix}	δ_{iy}	δ_{ix}	δ_{iy}	δ_{ix}	δ_{iy}	δ_{ix}	δ_{iy}	δ_{ix}	δ_{iy}	δ_{ix}	δ_{iy}	
0°	+1,4	0	+2,05	0	+1,6	0	+2,0	0	+2,1	0	+2,0	0	+2,1	0	+2,0	0	
45°	+1,2	+1,6	+1,95	+0,6	+1,5	+1,5	+1,8	+0,1	+1,4	+0,7	+1,55	+1,55	+1,4	+0,7	+1,55	+1,55	
90°	0	+2,2	+0,5	+0,9	0	+1,9	0	+0,1	0	+0,75	0	+2,0	0	+0,75	0	+2,0	

Tabela 5.4: Coeficientes de força para perfis de secção angulosa e comprimento infinito [20].

Para os elementos do cimbre constituídos por perfis cabos ou fios, os coeficientes de força podem ser obtidos da tabela 5.4.

Para os elementos do cimbre que não têm qualquer vazio, como é o caso das cofragens, deve ser adoptado um coeficiente de força $\delta = 2$.

Factor de Protecção

Nos casos em que existam estruturas dispostas paralelamente, pode admitir-se que a acção do vento sobre a viga a sotavento vai sofrer uma diminuição devido à protecção conferida pela viga a barlavento. A força do vento deve então ser multiplicada pelo factor de protecção, η , dado na tabela 5.5. Este factor varia em função do índice aerodinâmico de cheios e do coeficiente de espaçamento entre as estruturas.

Coeficiente de espaçamento μ	Índice aerodinâmico de cheios φ							
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	$\geq 0,8$
$\leq 1,0$	1,0	0,96	0,90	0,80	0,68	0,54	0,44	0,37
2,0	1,0	0,97	0,91	0,82	0,71	0,58	0,49	0,43
3,0	1,0	0,97	0,92	0,84	0,74	0,63	0,54	0,48
4,0	1,0	0,98	0,93	0,86	0,77	0,67	0,59	0,54
5,0	1,0	0,98	0,94	0,88	0,80	0,71	0,64	0,60
6,0	1,0	0,99	0,95	0,90	0,83	0,75	0,69	0,66

Tabela 5.5: Factores de protecção, η , para estruturas reticuladas planas dispostas paralelamente [20].

O coeficiente de espaçamento é dado por:

$$\text{Coeficiente de espaçamento} = \frac{\text{espaçamento entre os elementos}}{\text{altura da secção transversal}} = \frac{a}{b} \quad (5.6)$$

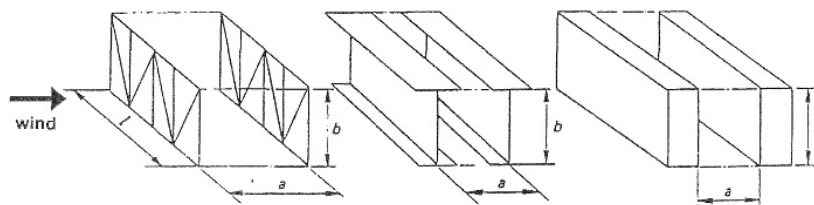


Figura 5.7: Coeficiente de espaçamento [16].

e o índice aerodinâmico de cheios é dado por:

$$\varphi = \xi \cdot \lambda \quad (5.7)$$

em que λ é o índice de cheios e o coeficiente ξ toma os seguintes valores:

$\xi = 1,6$ - no caso de estruturas formadas unicamente por barras de secção angular;

$\xi = 1,2$ - no caso de estruturas formadas predominantemente por barras de secção circular em regime subcrítico;

$\xi = 0,5$ - no caso de estruturas formadas predominantemente por barras de secção circular em regime supercrítico.

As forças do vento deverão ser aplicadas nos elementos estruturais do cimbre através de cargas distribuídas. Deve considerar-se que o vento actua ortogonalmente á estrutura, nomeadamente nas vigas treliçadas, nas cofragens e nos restantes elementos secundários que sofrem a acção do vento, conforme a figura 5.8.

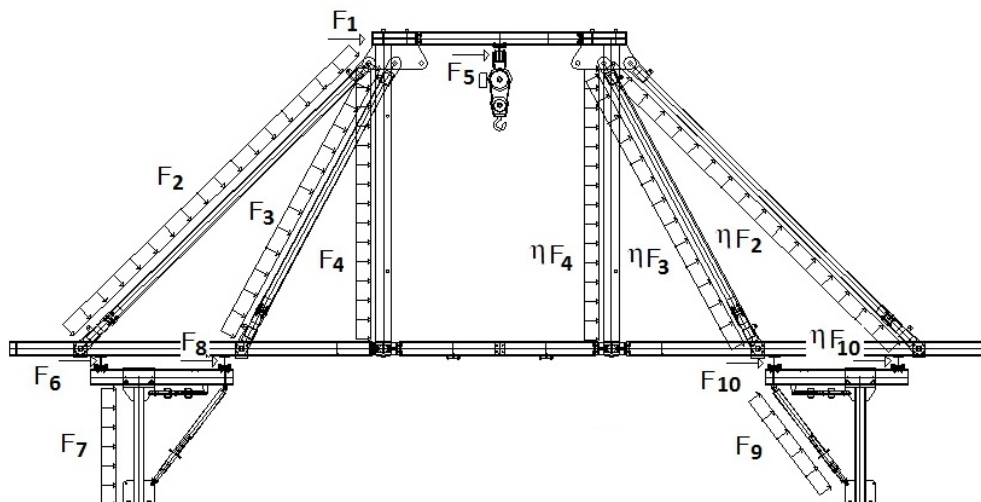


Figura 5.8: Distribuição das forças do vento no cimbre.

5.3.2 Variação uniforme da temperatura

De acordo com o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes os valores característicos das variações uniformes de temperatura em relação à temperatura média anual, salvo indicações em regulamentos específicos, devem ser os seguintes para estruturas metálicas não protegidas [20]:

$$-25^{\circ}C \text{ a } +35^{\circ}C$$

5.3.3 Sismo

De acordo com as normas F.E.M., em geral na europa as estruturas de elevação de cargas não necessitam de qualquer tipo de verificação à acção sísmica. No entanto, tais normas referam também que, se existir algum tipo de regulamentação ou norma específica para a acção sísmica neste tipo de estruturas, estas podem ser utilizadas.

Em Portugal não existe qualquer tipo de norma ou regulamentação de acção sísmica para os cimbres autolanzáveis. A curta duração da sua utilização e a sua massa sísmica associada à estrutura metálica, fazem com que esta acção não seja em geral condicionante para o dimensionamento dos cimbres autolanzáveis em comparação com os efeitos do vento.

5.3.4 Sobrecargas

Sobrecargas de serviço, de equipamento, de trabalhadores, de betonagem e de armaduras pré-fabricadas

Em geral, e de acordo com os fornecedores deste tipo de equipamento, as equipas de trabalho no cimbra autolanzável são compostas por cerca de 12 pessoas na fase de betonagem e cerca de 8 pessoas nas restantes fases. Em casos pontuais, usualmente depois da colocação das armaduras e no início da colocação do pré-esforço, podem chegar a estar 40 pessoas sobre a cofragem.

Quando se inicia a betonagem a equipa realiza essa betonagem da frente para a traseira ficando apenas uma ou duas pessoas sobre o betão fresco para realizar acabamentos. Assim pode-se concluir que nunca existirá, em simultâneo, uma sobrecarga de pessoal elevada associada à colocação do betão fresco.

Durante a colocação do betão devem ser considerados em simultâneo as seguintes situações:

- sobrecarga devida à saída do betão da tubagem;
- sobrecarga devida às equipas de trabalho e às armaduras pré-fabricadas;
- sobreespressuras do betão do tabuleiro.

É aconselhável considerar um acréscimo de carga para ter em conta os casos referidos anteriormente; usualmente, a adopção de cerca de 5% do peso do tabuleiro é suficiente.

Sobrecarga de montagem de apoios com a própria viga

A operação de montagem dos apoios é efectuada sem ser necessário recorrer a estruturas auxiliares sendo efectuada utilizando apenas o equipamento do próprio cimbre e tem implicações estruturais que devem ser tidas em conta. Estas implicações são causadas principalmente pelo peso próprio dos pórticos de apoio, podendo, conservativamente, admitir-se que este peso é suportado apenas por uma das vigas treliçadas. Nesta operação deve também ser considerada a sobrecarga devido ao peso próprio da plataforma de apoio à montagem dos apoios nos pilares e dos trabalhadores. As sobrecargas referidas anteriormente devem ser consideradas no modelo de cálculo através da aplicação de cargas verticais no nariz do cimbre.

Assim, no processo de montagem dos apoios devem ser consideradas as seguintes sobrecargas:

- sobrecarga devida ao peso próprio da plataforma e dos trabalhadores;
- sobrecarga devida ao peso próprio do novo pórtico a montar.

Força lateral para corrigir a trajectória em curva

Para que seja possível alterar a trajectória do cimbre autolancável, por exemplo para a execução de tabuleiros curvos ou para manter a trajectória correcta, é necessária a aplicação de uma força lateral à viga principal através de macacos hidráulicos no sistema de apoio da viga.

A força lateral a aplicar em cada apoio deve ser igual ao produto da reacção vertical no apoio pelo coeficiente de atrito aço-aço com lubrificação. Deverá ser considerada também a inércia de arranque em deslizamento lateral.

Assim, a força lateral a aplicar deverá ser cerca de 5% da reacção vertical em cada apoio.

$$F_{lat} = 0,05.Rv \quad (5.8)$$

Força horizontal para o lançamento do cimbre

Para o lançamento do cimbre é necessária a aplicação de uma força longitudinal nos sistemas de apoio. Essa força deve ter em conta o atrito de rolamento (0,5%) e a inércia inicial para que se inicie o movimento (1%). Se a viga estiver a subir a estes valores deve ser adicionado o acréscimo de força necessário, para vencer a inclinação da subida, para que o processo de movimentação seja possível.

A força de movimentação deverá ser regulada para um valor próximo do necessário, para que seja possível detectar eventuais obstáculos acidentais à movimentação, tais como rolamentos gripados ou choques entre a cofragem e o tabuleiro ou com os pilares.

Capítulo 6

Verificação da segurança

6.1 Estados limites últimos

6.1.1 Combinações de acções

As combinações de acções para os estados limites últimos deverão ser definidas através da metodologia indicada no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes [20].

O dimensionamento dos elementos que constituem a estrutura principal do cimbra é condicionado principalmente pelas seguintes fases:

- Fase de betonagem do tabuleiro, em que o cimbra tem de suportar para além do seu peso próprio, o peso do betão fresco e ainda uma sobrecarga de trabalho;
- Fase de lançamento do cimbra, na qual os apoios vão alterando as suas posições e ocorrem as maiores consolas na estrutura.

Consideram-se as seguintes acções:

G_k - cargas permanentes

Q_k - sobrecarga construtiva

W1 - vento admissível para betonagem e lançamento = 10 m/s

W2 - vento de serviço para cura do betão = 20 m/s

W3 - vento fora de serviço = 42 m/s

T_U - variação uniforme de temperatura

Q_1 - sobrecarga devido ao peso próprio da plataforma de apoio à montagem e dos trabalhadores

Q_2 - sobrecarga devido ao peso próprio do novo pórtico a montar

Q_3 - força lateral, F_{lat} , para corrigir a trajectória do cimbre em curva

Q_4 - força horizontal para lançamento do cimbre

1. Fase de betonagem

Na fase de betonagem deverão ser consideradas as seguintes combinações:

- Tendo como acção variável de base o vento de serviço (W2) :

$$S_d = \gamma_G \sum G_k + \gamma_Q \sum \Psi_0 Q_k + \gamma_W W2 + \gamma_{T_U} \Psi_0 T_U \quad (6.1)$$

- Tendo como acção variável de base o vento de serviço (W1) durante a betonagem:

$$S_d = \gamma_G \sum G_k + \gamma_Q \sum \Psi_0 Q_k + \gamma_W W1 + \gamma_{T_U} \Psi_0 T_U \quad (6.2)$$

2. Fase de lançamento

Na combinação referente ao lançamento do cimbre deverá ser adoptada uma majoração de 10% do peso próprio da estrutura bem como das respectivas imperfeições geométricas. Esta majoração tem em conta os efeitos dinâmicos da fase de movimentação.

Assim na fase de lançamento do cimbre deverão ser consideradas as seguintes combinações:

- Tendo como acção variável de base o vento de serviço (W2):

$$S_d = 1,10 \times \gamma_G \sum G_k + 1,10 \times \gamma_Q \sum \Psi_0 Q_k + \gamma_W W2 + \gamma_{T_U} \Psi_0 T_U \quad (6.3)$$

Apesar do lançamento apenas ser efectuado com um vento máximo de W1 caso ocorra um vento com valores superiores a este ou seja na ordem dos valores de W2 a operação terá de ser interrompida. Caso se tenha de interromper o lançamento deverão ser adoptadas medidas de emergência, fixando os apoios do cimbre (de preferência os 3 apoios) e mesmo estando a estrutura fixa, com a cofragem aberta, esta deve estar preparada para resistir a estes valores de vento.

- Correção da trajectória do cimbre no lançamento (acção variável de base: Q_3):

$$S_d = 1,10 \times \gamma_G \sum G_k + 1,10 \times \gamma_Q \sum \Psi_0 Q_k + 1,10 \times \gamma_Q Q_3 + \gamma_W \Psi_0 W1 + \gamma_{T_U} \Psi_0 T_U \quad (6.4)$$

- Força horizontal para lançamento do cimbre (acção variável de base: Q_4):

$$S_d = 1,10 \times \gamma_G \sum G_k + 1,10 \times \gamma_Q \sum \Psi_0 Q_k + 1,10 \times \gamma_Q Q_4 + \gamma_W \Psi_0 W1 + \gamma_{T_U} \Psi_0 T_U \quad (6.5)$$

Tendo em conta as restantes situações que o cimbre pode experimentar devem também ser consideradas as seguintes combinações:

- Montagem do pórtico de apoio no pilar (acção variável de base: $Q_1 + Q_2$):

$$S_d = \gamma_G \sum G_k + \gamma_Q \sum \Psi_0 Q_k + 1,10 \times \gamma_Q (Q_1 + Q_2) + \gamma_W \Psi_0 W1 + \gamma_{T_U} \Psi_0 T_U \quad (6.6)$$

Nesta situação deve ser considerada uma majoração de 10% do peso do pórtico de apoio, pois trata-se de uma operação de elevada sensibilidade. No caso de a velocidade do vento ultrapassar o valor correspondente a W1, a operação de montagem do pórtico de apoio não deve ser realizada.

- Situação de tempestade (acção variável de base: W3):

$$S_d = \gamma_G \sum G_k + \gamma_Q \sum \Psi_1 Q_k + \gamma_W W3 + \gamma_{T_U} \Psi_1 T_U \quad (6.7)$$

Trata-se de uma combinação accidental. As operações no cimbre devem ser programadas tendo em conta as condições meteorológicas com 3 dias de antecedência. Como as operações de lançamento demoram no máximo 12 horas, nunca podem ser iniciadas com previsões de ventos fortes, pois tal constituirá uma falha de segurança muito grave que poderá colocar a estrutura do cimbre em risco. Assim a combinação de tempestade só será tida em conta para situações com a cofragem fechada em que o cimbre se encontra na posição de betonagem.

Os coeficientes de segurança relativos às acções presentes nas combinações definidas anteriormente devem tomar os seguintes valores:

- $\gamma_G = 1,00$ ou $1,35$
- $\gamma_W, \gamma_{T_U}, \gamma_Q = 1,00$ ou $1,50$

consoante as acções respectivas tenham efeito favorável ou desfavorável.

6.1.2 Resistência das secções transversais

A resistência das secções transversais deverá ser verificada usando a metodologia definida na parte 1.1 do EC3 [17]. O valor de cálculo de uma acção actuante em cada secção transversal não deve ser superior ao valor da resistência de cada secção e, no caso de várias acções a actuar em simultâneo, o seu efeito combinado não deve ser superior à resistência correspondente a essa combinação.

Segundo o EC3, a soma linear das relações esforço/resistência, correspondentes a cada esforço actuante, poderá ser utilizada como estimativa conservativa para todas as classes de secções transversais. No caso de secções transversais da Classe 1, 2, ou 3, sujeitas a uma combinação de esforços N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$, este método pode ser aplicado através do seguinte critério [17]:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (6.8)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (6.9)$$

em que:

N_{Rk} , $M_{y,Rk}$ e $M_{z,Rk}$	são os valores característicos dos esforços resistentes, os quais dependem da classe da secção transversal;
N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$	valores de cálculo do esforço de compressão e dos momentos máximos no elemento, respectivamente, em relação aos eixos y-y e z-z;
χ_y e χ_z	coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão;
χ_{LT}	coeficiente de redução devido à encurvadura lateral;
k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz}	factores de interacção.

6.1.3 Ligações entre elementos

A verificação de segurança de ligações entre elementos metálicos deve ser efectuada de acordo com a metodologia definida na parte 1.8 do EC3 [18].

Ligações de elementos através de parafusos pré-esforçados

A grande maioria das ligações entre elementos efectuadas nos cimbres é realizada através de parafusos pré-esforçados. Este tipo de ligações tem como principal objectivo evitar que a união se separe por aplicação de uma força normal exterior P , evitar o deslocamento relativo das peças ligadas através da criação de uma força de atrito entre as peças (suficiente para se opôr a uma força de corte P_s) e minimizar o efeito de carregamento da fadiga.

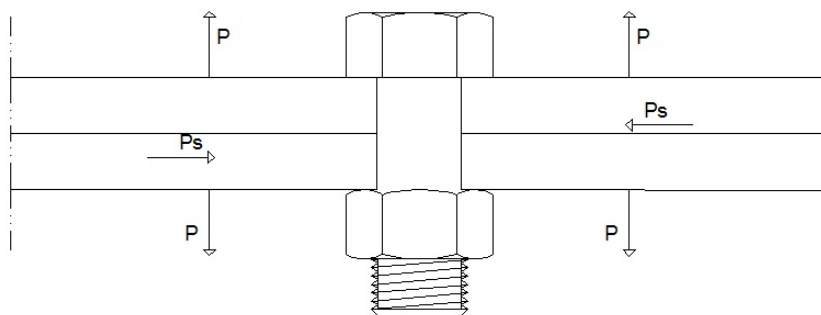


Figura 6.1: Forças consideradas nas ligações com parafusos pré-esforçados.

Neste tipo de ligações deve ser verificada a resistência ao escorregamento, a resistência à tracção e ao corte e ainda a interacção tracção-corte [18].

A resistência ao escorregamento é dada pela seguinte expressão:

$$F_{s,rd} = \frac{K_s \cdot n \cdot \mu \cdot (F_{p,Cd} - 0,8 \cdot F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} \quad (6.10)$$

em que:

n	número de planos de atrito;
μ	coeficiente de atrito;
K_s	parâmetro que é função do tipo de furos (1,0 para furos nominais);
$F_{p,Cd}$	valor de cálculo do pré-esforço - $F_{p,c,d} = \frac{0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M7}}$;
$F_{t,Ed}$	valor de cálculo do esforço de tracção por parafuso no estado limite último.

Para o estado limite último, as forças resistentes à tracção e ao corte do parafuso deverão ser calculadas pelas seguintes expressões:

- Resistência à tracção:

$$F_{t,rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (6.11)$$

- Resistência ao corte:

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (6.12)$$

$\alpha_v = 0,6$ para parafusos de classe 4.6, 5.6 e 8.8

$\alpha_v = 0,5$ para parafusos de classe 4.8, 5.8 e 10.9

em que:

f_{ub}	resistência última do parafuso;
A_s	área da secção resistente do parafuso;
γ_{M2}	1,25.

A interacção tracção-corte deverá ser verificada através de:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4.F_{t,rd}} \leq 1,0 \quad (6.13)$$

em que:

$F_{v,Ed}$	valor de cálculo do esforço transversal por parafuso no estado limite último;
$F_{v,rd}$	valor de cálculo da resistência ao esforço transversal por parafuso;
$F_{t,Ed}$	valor de cálculo do esforço de tracção por parafuso no estado limite último;
$F_{t,rd}$	valor de cálculo da resistência à tracção por parafuso.

Ligações entre elementos efectadas com cavilhas

Este tipo de ligações é utilizado nos cimbres na ligação dos braços laterais que suspendem o sistema de cofragem.

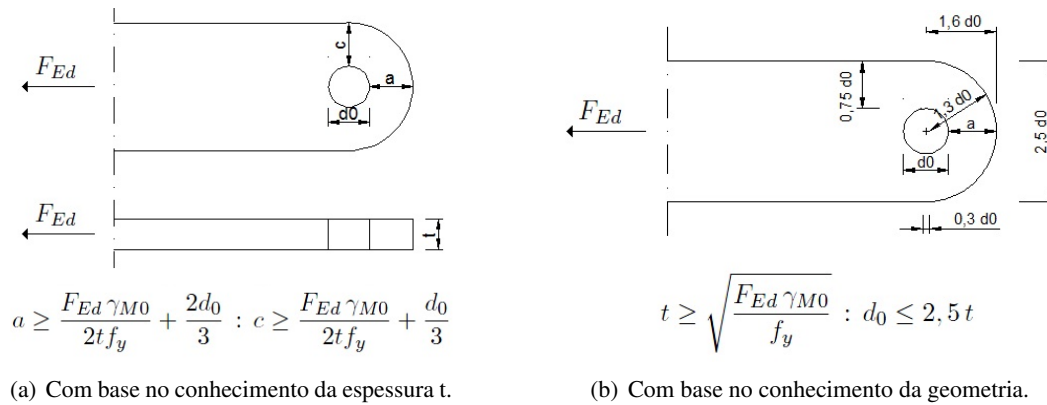


Figura 6.2: Requisitos geométricos para elementos com extremidades dadas por cavilhas com base [18].

Este tipo de ligações deve respeitar os seguintes critérios de dimensionamento:

- Resistência ao corte da cavilha

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot A \cdot f_{up}}{\gamma_{M2}} \geq F_{v,Ed} \quad (6.14)$$

- Resistência ao esmagamento da cavilha e da chapa

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot t \cdot d \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \geq F_{b,Ed} \quad (6.15)$$

- Resistência á flexão da cavilha

$$M_{Rd} = \frac{1,5 \cdot W_{el} \cdot f_{yp}}{\gamma_{M0}} \geq M_{Ed} \quad (6.16)$$

- Resistência da cavilha a uma combinação de esforço de corte com flexão

$$\left[\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right]^2 \leq 1,0 \quad (6.17)$$

em que:

d	diâmetro da cavilha;
f_y	menor dos valores das tensões de cedência da cavilha e da peça ligada;
f_{up}	tensão de rotura à tracção da cavilha;
f_{yp}	tensão de cedência da cavilha;
t	espessura da peça ligada;
A	área da secção transversal da cavilha.

6.1.4 Equilíbrio

Deve ser verificado em todas as situações de acção do cimbre o respectivo equilíbrio, ou seja, em nenhuma situação de dois apoios deve existir uma reacção negativa pois esta significaria a queda da estrutura. A queda do cimbre numa situação em que existam reacções negativas pode ser explicada pelo facto dos apoios serem apoios simples sem capacidade de responder a reacções deste tipo.

Assim deve ser sempre verificada a seguinte condição:

$$M_{estabilizador} > M_{desestabilizador} \quad (6.18)$$

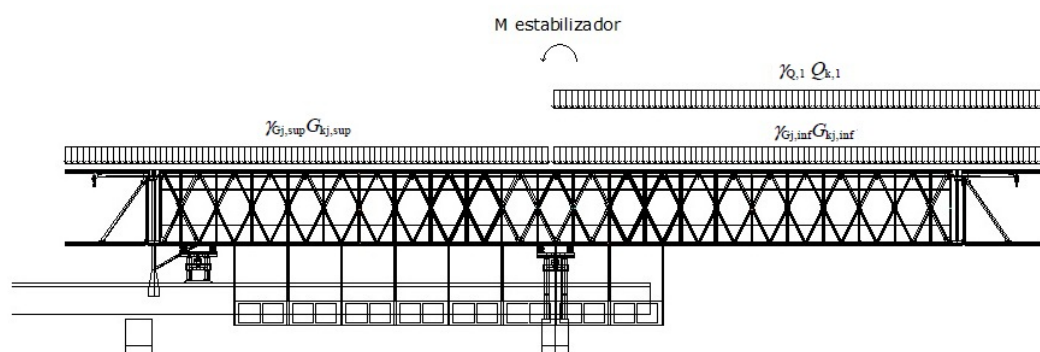


Figura 6.3: Acções no cimbra para o estado limite de equilíbrio.

Na fase de betonagem o tabuleiro será betonado da frente para trás pelo que a reacção no apoio traseiro terá de ser sempre positiva (o apoio deve estar comprimido), caso contrário a viga rodará no sentido frontal.

Na movimentação do cimbra, sempre que este estiver sobre dois apoios as reacções terão de ser sempre positivas. Caso contrário a viga, que se desloca sobre rodas metálicas, levantará nesse apoio e cairá para a frente, rolando sobre o outro apoio.

O equilíbrio deve ser verificado utilizando os coeficientes de combinação das acções indicados no quadro que se segue.

Situações de projecto persistentes e transitórias	Acções permanentes		Acção variável de base da combinação *)	Acções variáveis acompanhantes	
	Desfavoráveis	Favoráveis		Principais (caso existam)	Outras
(Expressão 6.10)	$\gamma_{G,1} G_{k,1}$	$\gamma_{G,2} G_{k,2}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
<p>NOTA 1: Os valores de γ poderão ser definidos no Anexo Nacional. O conjunto de valores recomendados para γ é:</p> <p>$\gamma_{G,1} = 1,10$</p> <p>$\gamma_{G,2} = 0,90$</p> <p>$\gamma_{Q,1} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)</p> <p>$\gamma_{Q,i} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)</p>					

Figura 6.4: Valores de cálculo das acções (equilíbrio) [14].

6.1.5 Fadiga

A avaliação da resistência à fadiga depende essencialmente da alternância de solicitações de carga e descarga a que a estrutura estará sujeita. Este fenómeno afecta principalmente as ligações entre os elementos da estrutura. No caso dos cimbres apenas é usual fazer a verificação à fadiga nas ligações soldadas. Nas ligações aparafusadas a verificação à fadiga é usualmente dispensada pois os parafusos das ligações são pré-esforçados, sendo prática comum a sua substituição após a conclusão da obra.

6.1.6 Método de verificação

As acções variáveis podem possuir espectros bastantes distintos, incluindo situações em que nem o período nem a amplitude das variações é constante. Como o processo de formação da fenda, no caso de tensões alternadas, está relacionado com a acumulação de deformações plásticas, a resistência à fadiga pode ser obtida somente através das tensões máximas e mínimas do ciclo não se considerando a variação das tensões dentro do intervalo [4].

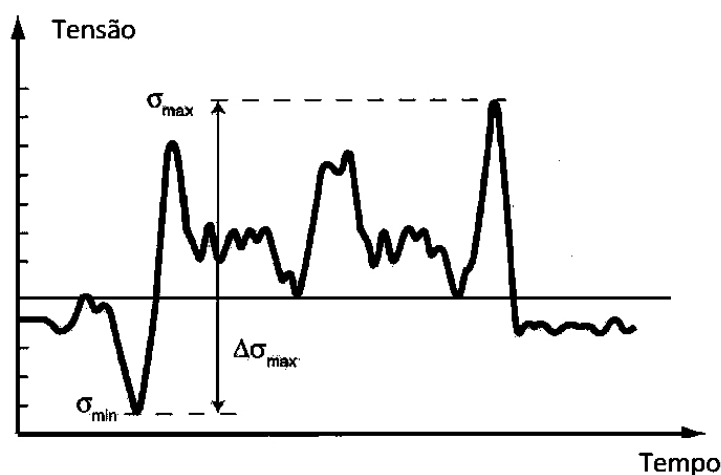


Figura 6.5: Gráfico de solicitações variáveis ao longo do tempo.

Numa solicitação em que a tensão varia entre um valor máximo, $\sigma_{m\acute{a}x}$, e um valor mínimo, $\sigma_{m\grave{i}n}$, define-se tensão média, σ_m , por:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{m\acute{a}x} + \sigma_{m\grave{i}n}}{2} \quad (6.19)$$

e amplitude de tensão, σ_a , por:

$$\sigma_a = \frac{\sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\grave{i}n}}{2} \quad (6.20)$$

Conhecidos os valores de σ_m e σ_a , os valores referentes à resistência à fadiga em função do número de solicitações podem ser obtidos através de curvas S-N (Stress-Number of cycles).

Através da utilização da equação de Soderberg podem ser traçadas curvas S-N e a partir destas verificar a fadiga nos elementos do cimbre.

A equação de Soderberg é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_a = \frac{\sigma^\pm}{\sigma_R} \sigma_m + \sigma^\pm \quad (6.21)$$

em que:

- σ_a é a amplitude de tensão;
- σ_m é a tensão média;
- σ_R é a tensão última de ruptura do aço (f_u);
- σ^\pm é a tensão limite de fadiga.

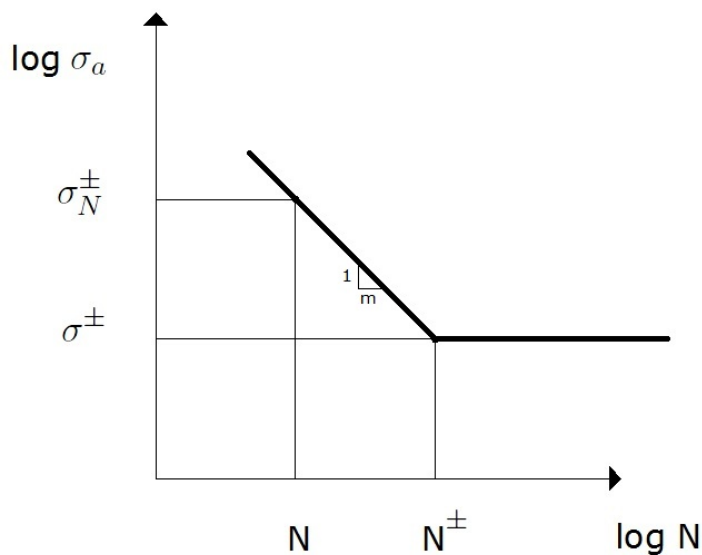


Figura 6.6: Curva S-N para a equação de Soderberg.

No caso dos aços, abaixo do ponto (N^\pm, σ^\pm) , não ocorrerá ruptura, não importando o número de ciclos a que o elemento esteja sujeito. Neste caso a tensão limite de resistência à fadiga, σ^\pm , será cerca de 45 % da tensão de ruptura do aço, σ_R .

Conhecidas σ_m e σ_a determina-se σ_N^\pm correspondente ao elemento em análise, através da seguinte expressão:

$$\sigma_N^{\pm} = \frac{\frac{\sigma_a}{\sigma_m}}{\frac{1}{\sigma_R} + \frac{1}{\sigma_m}} \quad (6.22)$$

em que:

σ_a , σ_m e σ_R definidos anteriormente;
 σ_N^{\pm} é a tensão limite de fadiga em função das tensões que actuam no elemento em análise.

O número de ciclos correspondente a cada tensão limite de fadiga pode ser calculado através da seguinte relação:

$$(\sigma_N^{\pm})^m N = (\sigma^{\pm})^m N^{\pm} \quad (6.23)$$

em que:

N é o número de ciclos correspondentes à tensão limite de fadiga do elemento em análise;
 N^{\pm} é o número de ciclos correspondentes à tensão limite de fadiga do material;
 m é o declive da recta definida nas curvas S-N (figura 6.6).

Factores de Correção à Tensão Limite de Fadiga

A tensão limite de fadiga pode ser afectada por diversos factores que poderão baixar o valor teórico definido para esta. Tendo em conta todos estes factores, a tensão limite de fadiga é calculada através da seguinte expressão [4]:

$$\sigma^{\pm} = k_a k_b k_c k_d k_e \sigma_0^{\pm} \quad (6.24)$$

em que:

k_a é um factor de correcção devido ao acabamento superficial;
 k_b é um factor de correcção devido ao efeito de tamanho;
 k_c é um factor de fiabilidade;
 k_d é um factor de correcção devido à temperatura;
 k_e é um factor de correcção devido à concentração de tensões;
 σ_0^{\pm} é a tensão limite de fadiga calculada (45 % da tensão de ruptura do aço).

Factor de correcção devido ao acabamento superficial (k_a)

Para tomar em consideração os diferentes tipos de acabamento utilizados em peças de aço, deverá considerar-se o factor de correcção k_a obtido do gráfico seguinte:

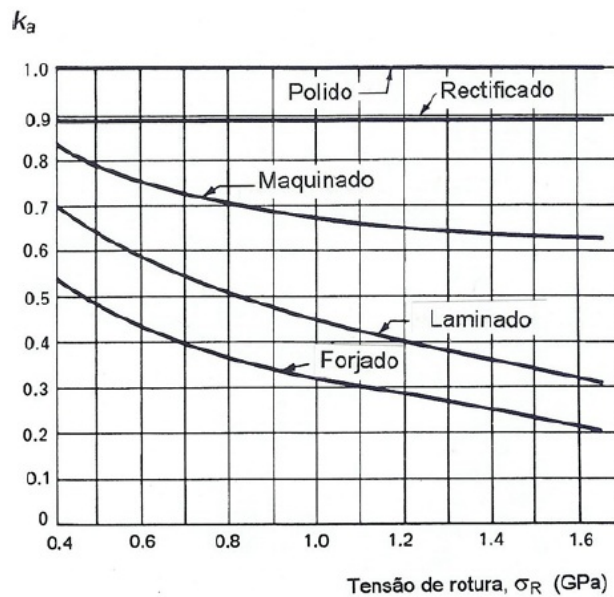


Figura 6.7: Gráfico para obtenção do factor de correcção k_a .

Factor de correcção devido ao efeito de tamanho (k_b)

O factor de correcção devido ao efeito de tamanho tem em conta os efeitos das dimensões, da forma e do processo de carregamento das peças. O factor (k_b) deve ser calculado, dependendo do tipo de solicitação.

Os elementos do cimbre são principalmente afectados pelo esforço axial. Para este tipo de acções deve ser adoptado um factor $k_b = 1,0$.

Factor de fiabilidade (k_c)

O factor de fiabilidade (k_c) é utilizado para projectar elementos sujeitos a solicitações de fadiga de modo a que durante o seu tempo de vida útil apresentem um determinado grau de confiabilidade.

Na tabela que se segue podem-se observar os vários valores recomendados para k_c , bem como os respectivos índices de fiabilidade, R.

Índice de Fiabilidade	Factor de Fiabilidade, k_c
R	
0.5	1.000
0.9	0.897
0.95	0.868
0.99	0.814
0.999	0.753
0.999 9	0.702
0.999 99	0.659
0.999 999	0.620
0.999 999 9	0.584
0.999 999 99	0.551
0.999 999 999	0.520

Tabela 6.1: Factor de fiabilidade k_c .**Factor de correcção devido à temperatura (k_d)**

O factor de correcção devido à temperatura tem em conta as alterações que as temperaturas elevadas podem provocar nas propriedades dos materiais. O valor de k_d depende das temperaturas que actuam no elemento e pode ser obtido seguinte relação:

$$k_d = \begin{cases} 1 & T \leq 350 \text{ } ^\circ\text{C} \\ 0,5 & 350 \text{ } ^\circ\text{C} < T \leq 500 \text{ } ^\circ\text{C} \end{cases}$$

Factor de correcção devido à concentração de tensões (k_e)

Para se ter em conta a concentração de tensões é necessário adoptar-se um factor K_t , que é o factor de concentração de tensões, que tem um valor superior a 1. Os valores de K_t podem ser obtidos de ábacos existentes em várias publicações referentes à fadiga. No caso dos cimbres importa conhecer por exemplo os valores de K_t para estruturas treliçadas como é o caso da viga principal. Estes valores podem ser retirados das tabelas que se apresentam de seguida.

Tipo de ligação		Cordas	Verticais	Diagonais
Ligação com afastamento	Tipo K	1,5	-	1,5
	Tipo N / Tipo KT	1,5	2,2	1,6
Ligação com sobreposição	Tipo K	1,5	-	1,3
	Tipo N / Tipo KT	1,5	2,0	1,4

Tabela 6.2: Factores K_t para secções rectangulares com carregamento no plano [19].

Todas as tensões máximas e mínimas obtidas nos elementos em que se aplique o factor K_t , deverão ser corrigidas da seguinte forma:

$$\sigma_{máx} = \sigma_0 K_t \quad (6.25)$$

em que:

$\sigma_{máx}$ é a tensão máxima a considerar no elemento;

σ_0 é a tensão máxima calculada.

O factor K_t é um factor obtido para uma dada geometria e um dado carregamento, não tendo em conta, por isso, a natureza do material utilizado. Assim para se ter em conta as imperfeições geométricas, o carregamento e a natureza do material, é necessário considerar o factor k_e de correcção do limite de resistência à fadiga devido à concentração de tensões. Este factor pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$k_e = \frac{1}{1 + q(K_t - 1)} \quad (6.26)$$

em que:

q é o factor de sensibilidade ao entalhe (notch sensitivity);

O valor de q pode ser retirado de ábacos presentes em publicações referentes à fadiga. No caso de não se conhecerem as características do entalhe, o factor de correcção do limite de resistência à fadiga devido à concentração de tensões, k_e , pode ser estipulado por $k_e = \frac{1}{K_t}$.

6.1.7 Cálculo das tensões

As tensões deverão ser calculadas no estado limite de utilização. Assim deverão ser consideradas as seguintes combinações de acções nas várias fases de utilização do cimbre:

- Fase de betonagem

$$S_d = 1,00 \sum G_k + 1,00 \sum Q_k + 1,00 W_2 \quad (6.27)$$

- Fase de lançamento

$$S_d = 1,10 \sum G_k + 1,10 \sum Q_k + 1,00 W_2 \quad (6.28)$$

Na combinação referente ao lançamento do cimbre adopta-se uma majoração de 10%, tal como definido nas combinações utilizadas para o dimensionamento da estrutura.

6.2 Estado limite de utilização

6.2.1 Estado limite de deformação

Em relação à deformação vertical no cimbra durante a fase de betonagem atendendo a que geralmente existirão deslocamentos verticais consideráveis, devem ser introduzidas previamente as devidas contraflechas de compensação no sistema de cofragem.

Na verificação das deformações no sistema de cofragem é usual adoptar-se o limite máximo de $L/250$.

As deformações da estrutura devem ser verificadas na situação de betonagem e nas várias situações de movimentação. A deformação na fase de betonagem é importante para se impor a contraflecha adequada ao cimbra antes do início da betonagem. No caso da determinação das flechas durante a fase de movimentação pretende-se, essencialmente, controlar o comportamento estrutural do cimbra e garantir que o mesmo não apresentará deformações excessivas.

As combinações a considerar não devem ter qualquer majoração e deverão ser analisados os seguintes casos:

- Betonagem

$$S_{d1-Deform.} = 1,00 \sum G_k + 1,00 \sum Q_k + 1,00W2 \quad (6.29)$$

$$S_{d2-Deform.} = 1,00 \sum G_k + 1,00 \sum Q_k + 1,00W3 \quad (6.30)$$

- Lançamento da viga

$$S_{d3-Deform.} = 1,00 \sum G_k + 1,00 \sum Q_k + 1,00W1 \quad (6.31)$$

- Montagem do pórtico

$$S_{d4-Deform.} = 1,00 \sum G_k + 1,00 \sum Q_k + 1,00W1 \quad (6.32)$$

G_k , Q_k , $W1$, $W2$ e $W3$ têm o significado anteriormente definido.

Capítulo 7

Análise de um caso de estudo

7.1 Introdução

Os critérios de dimensionamento do cimbres são diferentes consoante o regime de utilização que cada parte estrutural (cofragem, pórticos, viga, ...) terá, sendo dimensionados de acordo com a intensidade e o número de ciclos que irão realizar. Considerando estes critérios, a estrutura do cimbres pode ser dividida em dois grupos, sendo que o sistema de cofragem constituirá um grupo e a estrutura da viga principal e as respectivas estruturas de apoio constituirão outro grupo.

O sistema de cofragem pode ser dimensionado para uma única obra pois é usualmente substituído de obra para obra, já que a cada tabuleiro de ponte normalmente corresponde uma secção transversal diferente.

As estruturas de apoio e a viga principal irão ter utilização em mais do que uma obra, tendo de suportar diversas sobrecargas correspondentes à betonagem, diversos esforços resultantes do processo de movimentação e ainda diversas solicitações como, por exemplo, a acção do vento.

Tendo em conta que as estruturas estarão sujeitas a diversos esforços dinâmicos, repetitivos, cíclicos e alternados, e considerando os aspectos da reutilização dos elementos, o dimensionamento da estrutura é usualmente realizado em regime elástico, de modo a garantir que no final da obra as estruturas não ficam sujeitas a deformações permanentes e tensões residuais.

7.2 Descrição da estrutura em análise

No presente caso de estudo aplicam-se os conceitos indicados nos capítulos anteriores ao dimensionamento do cimbres autolavável utilizado na construção dos tabuleiros vigados (em π), dos viadutos V1 e V10 do Marão. O comprimento total do cimbres é de cerca de 99 m e o seu sistema de cofragem está ajustado a vãos máximos de 44 m, tal como se pode observar na figura 7.1.

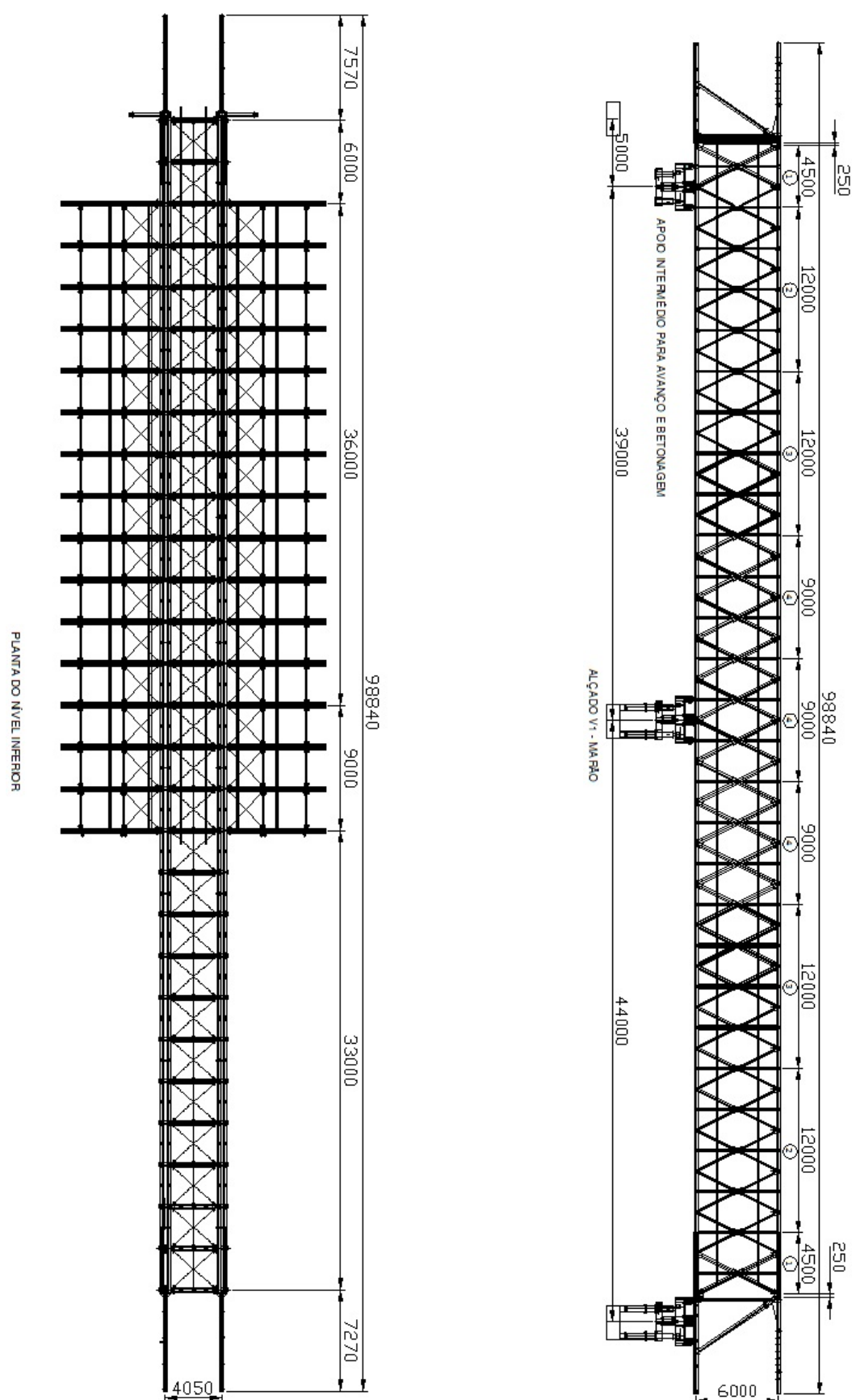


Figura 7.1: Alçado e planta da estrutura do cembre em estudo.

A viga principal do cimbre autolanzável é composta por vigas treliçadas duplas, compostas por cordas e por diagonais. As vigas treliçadas duplas são formadas por módulos de 9 m, 12 m e 4,5 m (figura 7.1), que são unidos através de ligações aparafusadas. As secções dos perfis do cimbre são variáveis ao longo do comprimento da viga principal tal como se apresenta na tabela 7.1.

Tabela 7.1: Secções dos elementos da viga principal.

Módulo	Corda Superior	Corda Inferior	Diagonais	Elem. Vertical
1	HEB260 cx. com chapa de esp. 10 mm	HEB260 cx. com chapa de esp. 10 mm	HEB260 ou HEB160 + 2UNP160	HEB160 ou 2UNP160
2	HEB260 cx. com chapa de esp. 10 mm	HEB260 cx. com chapa de esp. 10 mm	HEB160	HEB160 ou 2UNP160 + HEB160
3	HEB260 cx. com chapa de esp. 10 mm	HEB260 cx. com chapa de esp. 10 mm	HEB160 ou HEB160 + 2UNP160	HEB160 ou 2UNP260
4	HEB260 cx. com chapa de esp. 10 mm a 30 mm	HEB260 cx. com chapa de esp. 10 mm a 30 mm	HEB260	HEB160 ou 2UNP260

Na imagem que se segue apresentam-se as secções dos elementos referidos anteriormente que se consideram ser de mais difícil compreensão.

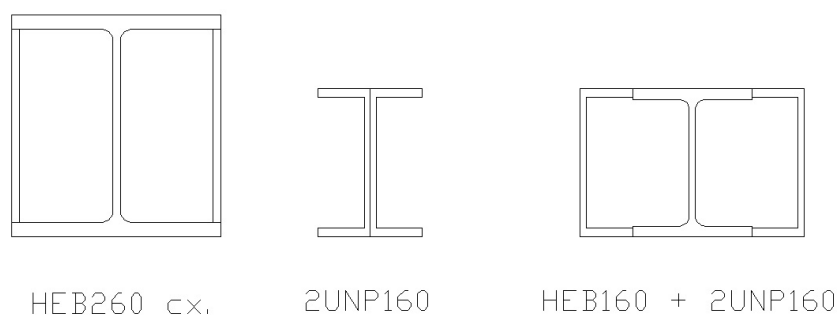


Figura 7.2: Secção transversal de alguns elementos da viga principal.

As vigas treliçadas duplas são interligadas superiormente por travessas HEA260 afastadas de 3 m e por tirantes (barras diwidag com $\phi 32$ mm) em X, constituindo um sistema de contraventamento. As ligações destes elementos são aparafusadas.

Ao nível inferior, as vigas treliçadas duplas são interligadas por travessas INP260 através de ligações aparafusadas. Na zona da cofragem os perfis INP260 prolongam-se para o exterior e são suportados por dois tirantes (figura 7.3) de secção 2UNP180 de cada lado que são ligados nas extremidades através de cavilhas.

Tanto a nível superior como inferior existem sistemas monorail constituídos por perfis INP300.

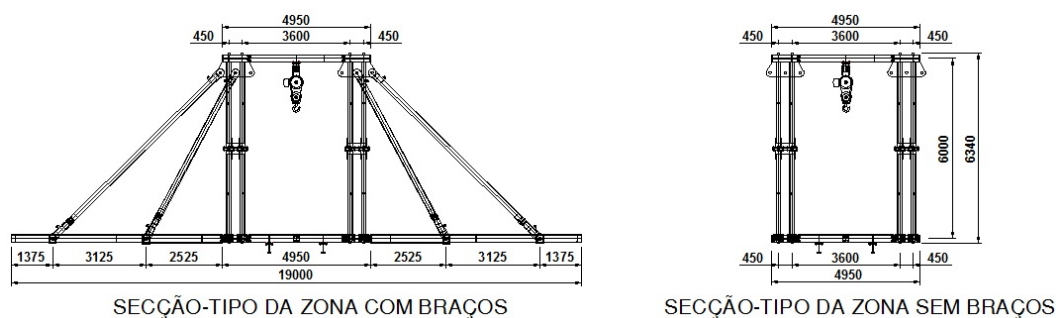


Figura 7.3: Secção transversal tipo do cimbre autolanzável [21].

O nariz e a traseira da estrutura do cimbre são constituídos por elementos longitudinais superiores e inferiores, que são chamados de braços, sendo constituídos por perfis HEB280. Estes elementos estão ligados à viga principal do cimbre por ligações aparafusadas. Os elementos diagonais no nariz e traseira funcionam como escoras e são constituídos por uma secção composta por 2UNP260, soldados entre eles de forma contínua nas extremidades, formando uma secção tubular.

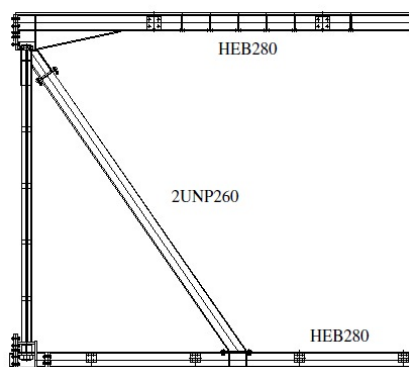


Figura 7.4: Nariz do cimbre [21].

O sistema de cofragem é formado por painéis que são constituídos por uma grelha UNP140/IPE140, vigas principais em HEA200 e são forrados com uma chapa de 4mm de espessura (figura 7.5).

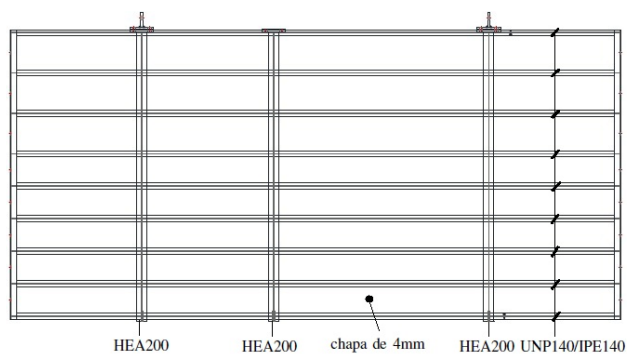


Figura 7.5: Painel de cofragem.

Todo o sistema de cofragem é suspenso através de pendurais constituídos por barras de aço de alta resistência com $\phi 26,5$ mm e por perfis HEB200, como se pode observar na figura 7.6.

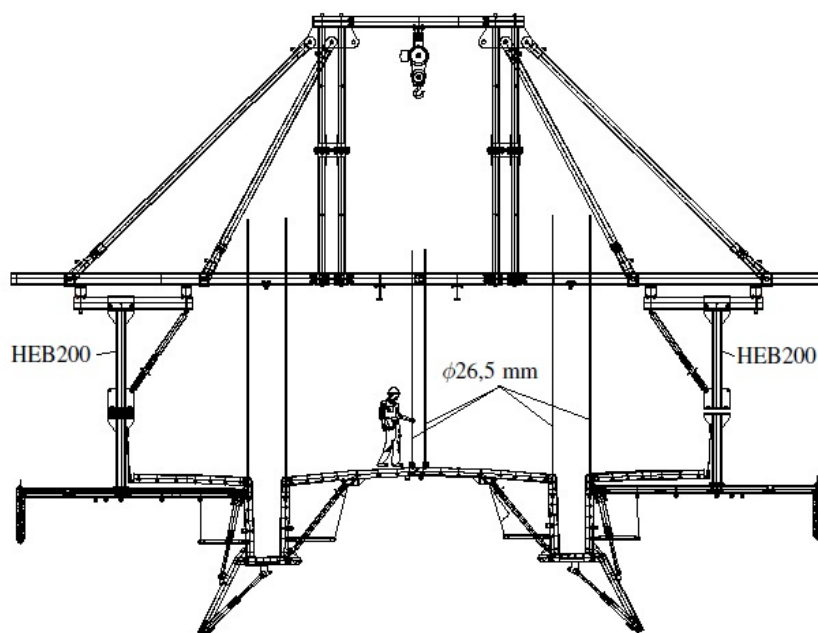


Figura 7.6: Suporte do sistema de cofragem [21].

O apoio traseiro do cimbre é constituído por perfis HEB280 dispostos em V e bi-articulados nas extremidades, como se pode observar na figura 7.7.

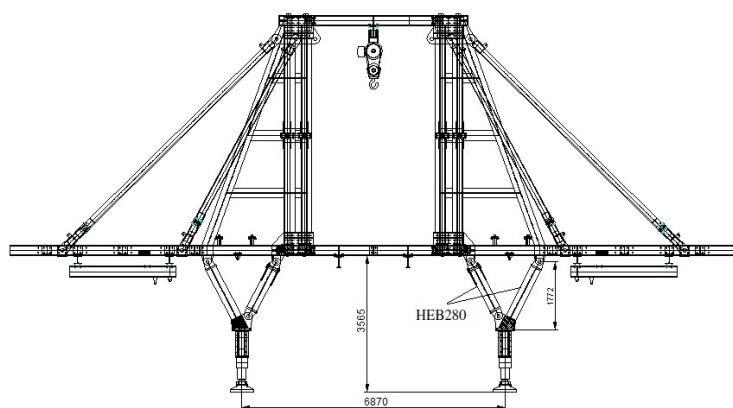


Figura 7.7: Apoio traseiro do cimbre [21].

Os pórticos dianteiros são constituídos por dois pórticos, com aproximadamente 6 m de altura, afastados 1,50 m e interligados superiormente por uma travessa superior HEB700 e por um contraventamento IPE300 em Z.

Cada pórtico é constituído por montantes HEB450 afastados aproximadamente de 5,45 m, por uma travessa superior HEB700 e ainda por um travamento em X formado por barras de aço de alta resistência $\phi 36$ mm bi-rotuladas nas extremidades. As ligações entre os montantes e as travessas são aparafusadas.

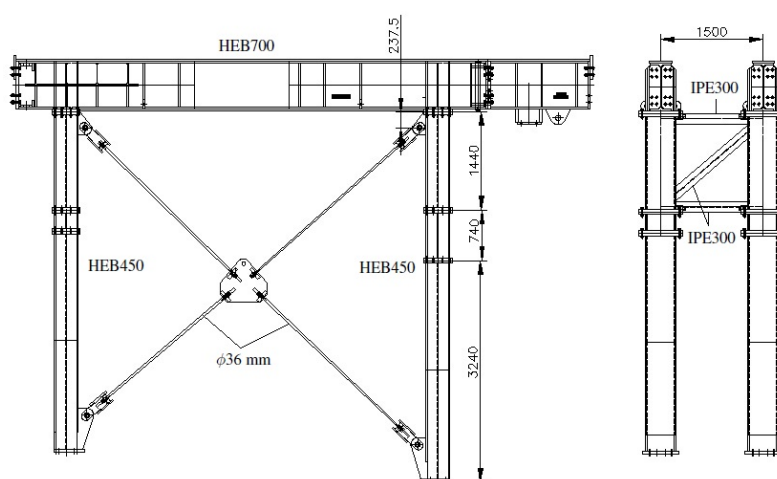


Figura 7.8: Apoio dianteiro do cimbre [21].

As classes de aço utilizadas nos diferentes elementos da estrutura do cimbres foram as indicadas no quadro que se segue:

Tabela 7.2: Classes de aços utilizados na viga principal.

Secção	Classe de aço	Elemento
HEB280	S275	nariz e traseira
2UNP260	S275	diagonais do nariz e traseira
HEB260 cx.	S275	módulo 1 (cordas sup. e inf.)
HEB260 cx.	S235	módulos 2 e 3 (cordas sup. e inf.)
HEB260 cx.	S275	módulo 4 (cordas sup. e inf.)
HEB160	S275	módulo 1 (elem. vertical)
2UNP160	S275	módulo 1 (elem. vertical)
HEB160	S275	módulo 2 (elem. vertical)
2UNP160+HEB160	S235	módulo 2 (elem. vertical)
HEB160	S275	módulo 3 (elem. vertical)
2UNP260	S275	módulo 3 (elem. vertical)
HEB160	S275	módulo 4 (elem. vertical)
2UNP260	S275	módulo 4 (elem. vertical)
HEB160+2UNP160	S275	módulo 1 (diagonais)
HEB260	S275	módulos 1 (diagonais)
HEB160	S235	módulos 2 e 3 (diagonais)
HEB160+2UNP160	S235	módulo 3 (diagonais)
HEB260	S275	módulos 4 (diagonais)
INP260	S275	travessas inferiores
HEB260	S275	travessas superiores
2UNP180	S275	braços laterais de suporte do sistema de cofragem
Diwidag $\phi 32$ mm	A830/1030	tirantes superiores em X

Tabela 7.3: Classes de aços utilizados no sistema de cofragem.

Secção	Classe de aço	Elemento
HEA200	S275	-
IPE120	S275	-
UNP140	S275	-
Chapa $t = 4mm$	S355	-
HEB200	S275	elemento de suspensão de cofragem

Tabela 7.4: Classes de aços utilizados nos pórticos de apoio.

Secção	Classe de aço	Elemento
HEB280	S275	apoio traseiro
HEB700	S275	ligação superior entre pórticos
IPE300	S355	-
HEB700 cx.	S275	travessa superior do pórtico
HEB450 cx.	S275	-
Tirantes $\phi 36$ mm	A950/1050	tirantes em X

7.3 Critérios de dimensionamento

Para o cálculo dos esforços instalados e das deformações nos elementos da estrutura do cimbra autolancável foram criados vários modelos tridimensionais de elementos finitos recorrendo ao programa cálculo automático SAP2000®. Nestes modelos foram considerados todos os perfis metálicos das vigas principais treliçadas (incluindo as extremidades – nariz e traseira), travessas, escoras, tirantes, travamentos, braços, pórticos e apoio traseiro, vigas monorail, vigas de suporte das cofragens e ainda os taipais.

Por forma a avaliar as várias fases que o cimbra autolancável vai experimentar durante os seus ciclos de trabalho, bem como a variação de esforços nos seus elementos, foi necessária a construção de vários modelos:

1. Modelo 3D com os sistemas de cofragem fechada (modelo P–Betonagem) que permite analisar as situações de:
 - (a) betonagem ;
 - (b) montagem dos pórticos de apoio dianteiros ;
 - (c) tempestade acidental antes da betonagem.
2. Modelos 3D com os sistemas de cofragem abertos para a avaliação da fase de movimentação do cimbra. Nesta fase toda a estrutura do cimbra vai ser movimentada para a frente até ficar posicionada para a betonagem do próximo tramo de tabuleiro. Para a simulação deste processo utilizou-se o mesmo modelo base mas com diferentes posições dos apoios. Construíram-se 20 modelos com diferentes posições de apoio de modo a obter a melhor aproximação possível à movimentação do cimbra no lançamento (modelos P1 a P20).

Serão apresentados de seguida os modelos 3D, introduzidos no programa de cálculo automático, que se consideram mais relevantes para o dimensionamento.

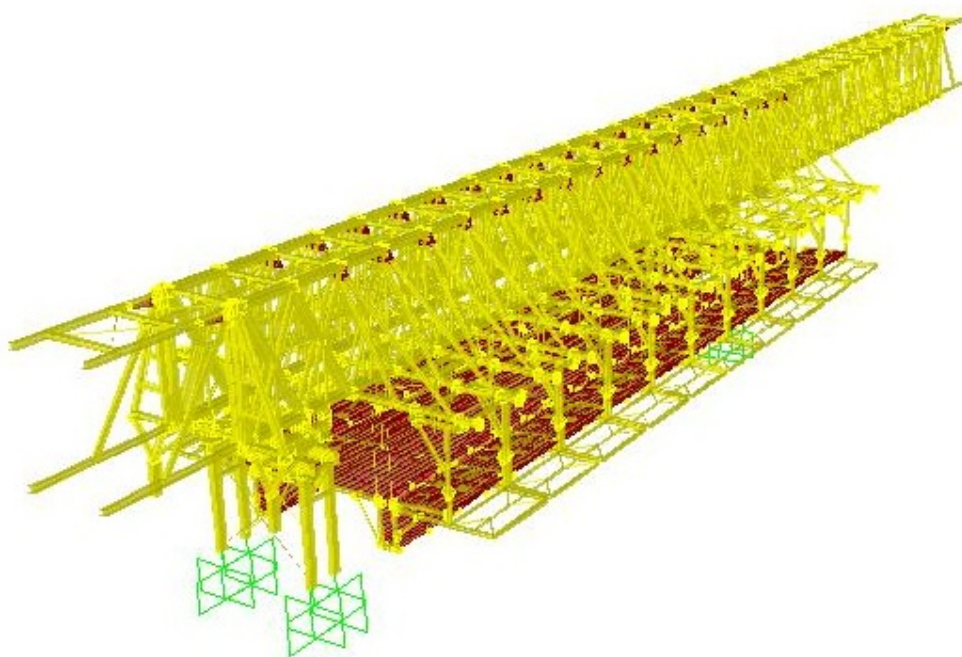


Figura 7.9: Modelo P–Betonagem – Vista lateral.

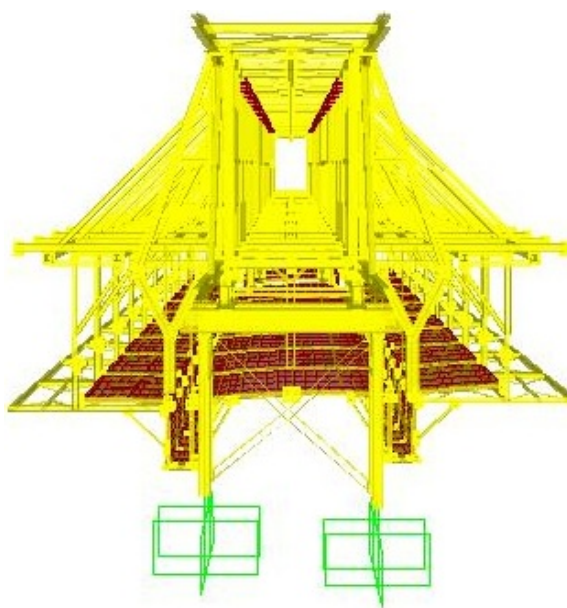


Figura 7.10: Modelo P–Betonagem – Vista traseira.

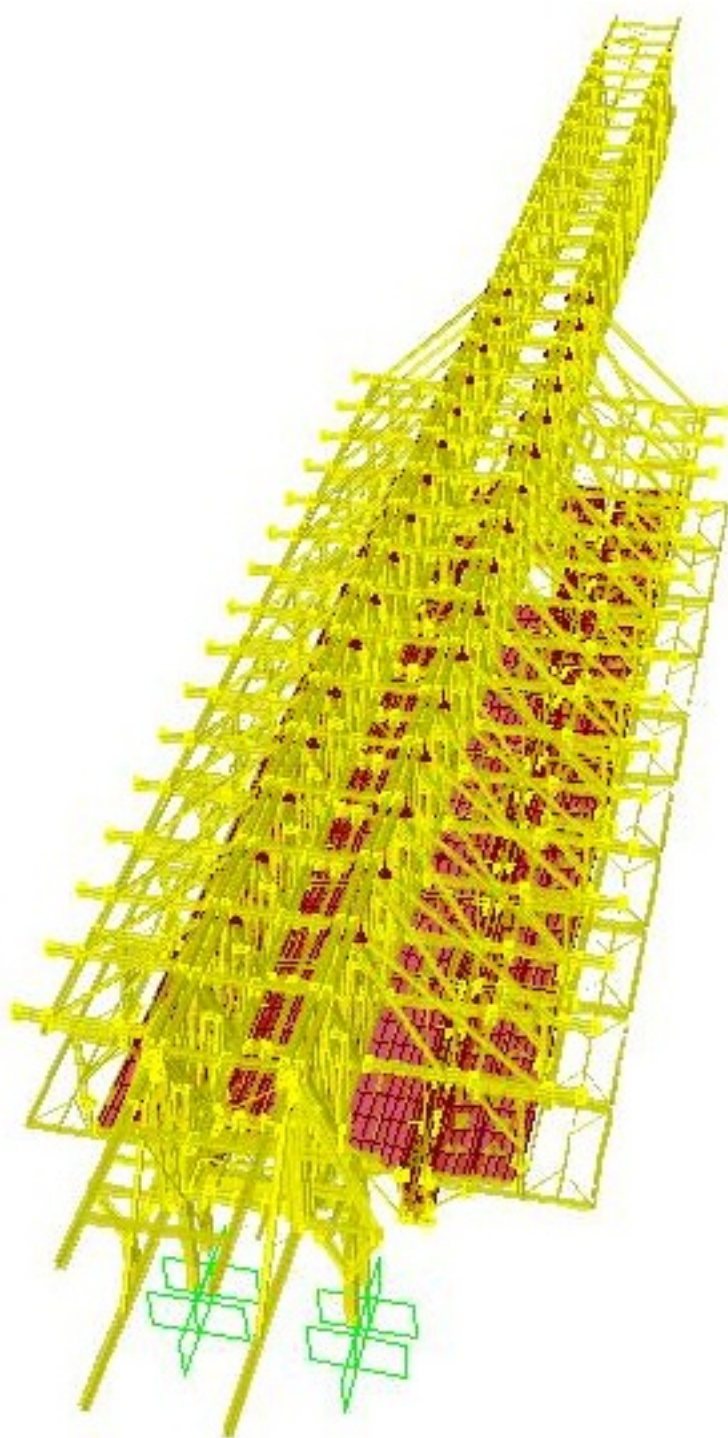


Figura 7.11: Modelo P–Betonagem – Vista superior.

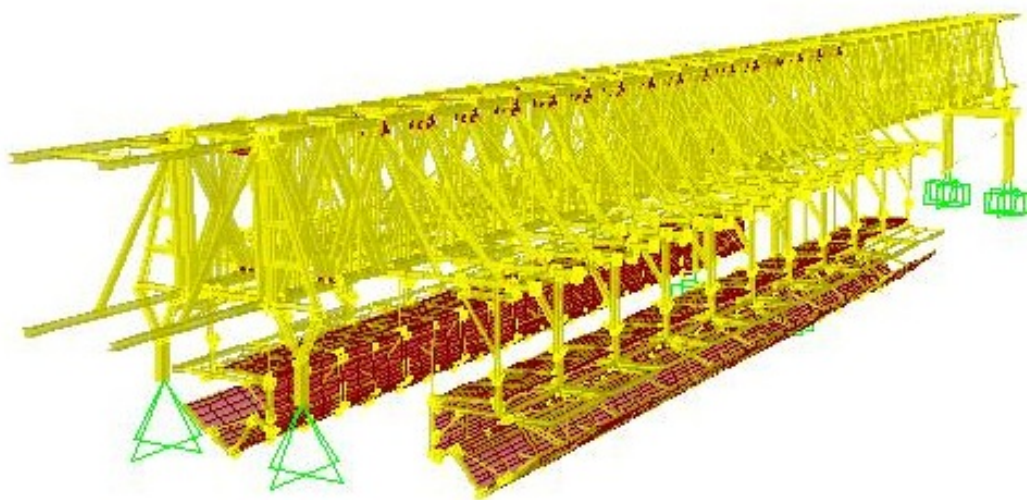


Figura 7.12: Modelo P1 – Vista lateral.

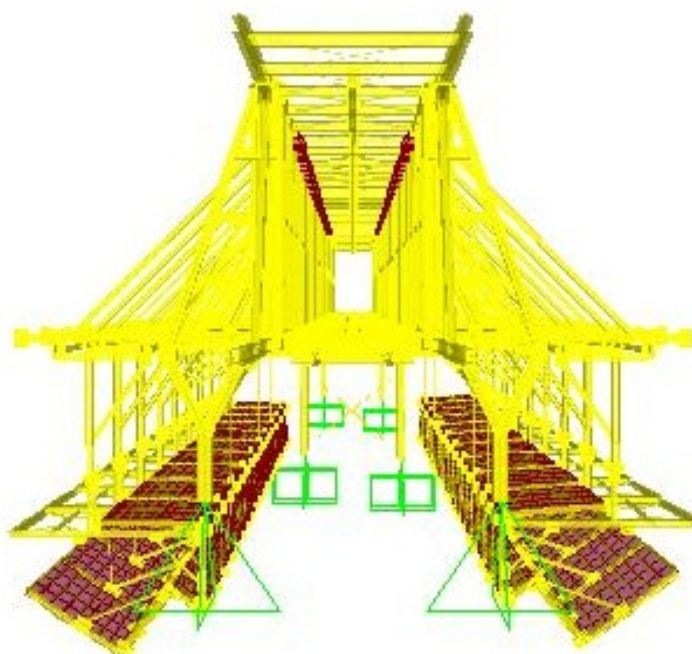


Figura 7.13: Modelo P1 – Vista traseira.

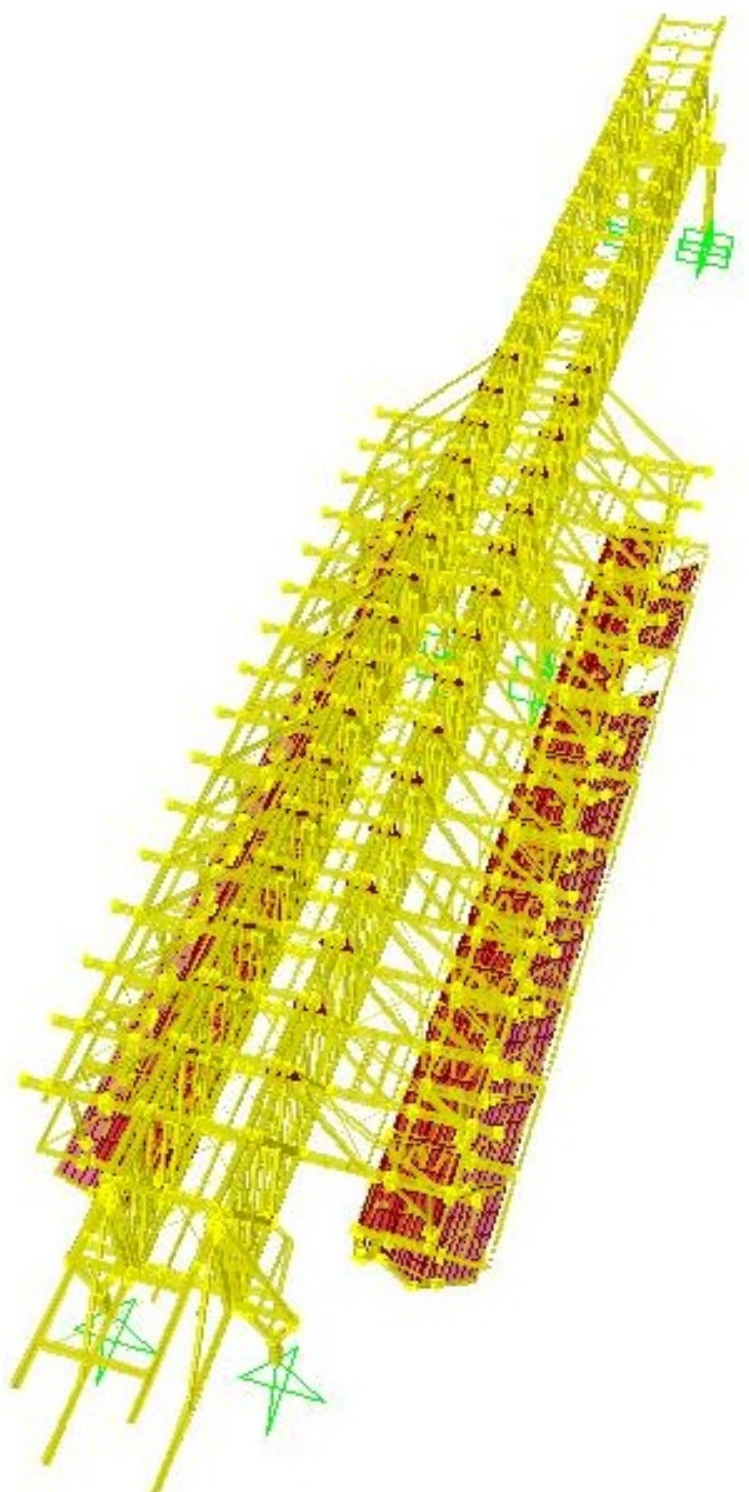


Figura 7.14: Modelo P1 – Vista superior.

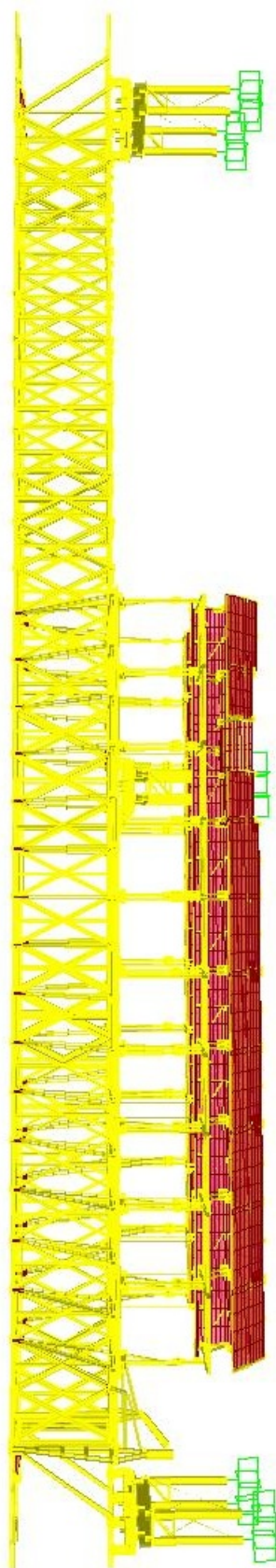


Figura 7.15: Modelo P2 – Vista lateral.

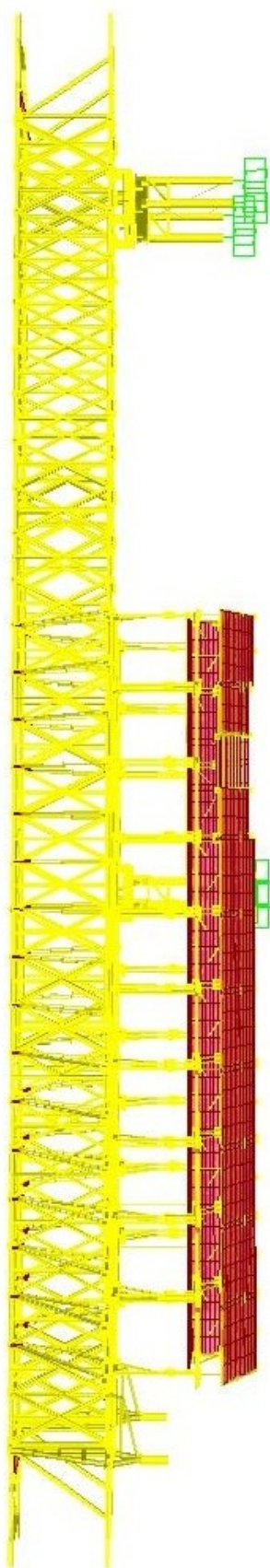


Figura 7.16: Modelo P5 – Vista lateral.

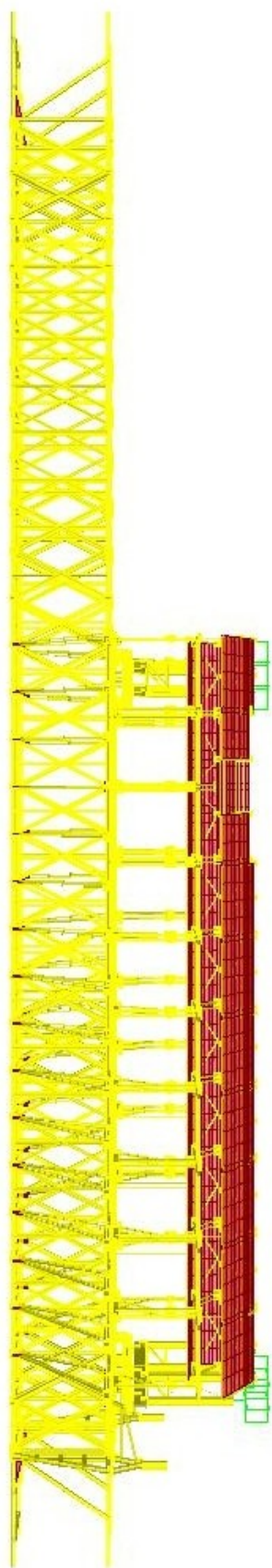


Figura 7.17: Modelo P19 – Vista lateral.

Para simular as colunas, vigas travessas, tirantes, escoras, braços e outros elementos do mesmo tipo utilizaram-se elementos finitos do tipo *frame* na modelação. Os elementos com comportamento bidimensional, como por exemplo a chapa usada na cofragem, foram simulados por elementos finitos do tipo *shell*.

Os nós em que a rigidez é muito elevada, mais especificamente na união de perfis metálicos, elementos reforçados com goussets e chapas metálicas de elevada espessura, foram modelados através de barras rígidas TR.

Para as condições de apoios consideraram-se os pórticos encastrados na base (figura 7.18) que simulam a ligação destes elementos aos pilares da ponte.



Figura 7.18: Pórtico de apoio.

A discretização utilizada para os elementos finitos do tipo barra e casca (*shell*) foi a considerada necessária, por forma a evitar um grande volume de cálculos, mas sem afectar os resultados em termos de esforços e deslocamentos.

7.3.1 Análise não linear

Para o cálculo dos esforços máximos em todos os elementos estruturais para as diferentes combinações efectuaram-se análises estáticas física e geometricamente não lineares. A não linearidade da análise deveu-se ao facto de elementos como as barras *dywidag* e as cantoneiras L70x70x7 mm apresentarem uma resistência quase nula a forças de compressão. Estes elementos estão presentes no cimbrio com a principal função de resistir a esforços de tracção, pois quando sujeitos a esforços de compressão sofrem uma grande redução da resistência devida a fenómenos de encurvadura.

Deste modo adaptou-se uma análise não linear no programa de cálculo. Da análise constatou-se que o aumento dos esforços em relação à análise linear não foi significativa, ou seja, a sua consideração não introduz diferenças significativas nos resultados finais.

7.3.2 Efeitos de 2ª ordem

Segundo o EC3, os efeitos de segunda ordem em pórticos deverão ser considerados sempre que aumentem os efeitos das acções ou modifiquem o comportamento estrutural de forma significativa [17]. Caso o critério apresentado abaixo seja satisfeito, não terão de ser considerados efeitos de segunda ordem, podendo efectuar-se apenas uma análise de primeira ordem.

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{ED}} \geq 10 \quad \text{para análise elástica} \quad (7.1)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{ED}} \geq 15 \quad \text{para análise plástica} \quad (7.2)$$

em que:

α_{cr}	factor pelo qual as acções de cálculo têm de ser multiplicadas para provocar instabilidade elástica num modo global;
F_{ED}	valor de cálculo do carregamento da estrutura;
F_{cr}	valor crítico do carregamento associado á instabilidade elástica num modo global com deslocamentos laterais, determinado com base nos valores de rigidez iniciais.

Para a estrutura do cimbre o parâmetro α_{cr} corresponde ao modo de instabilidade com deslocamentos laterais, podendo, simplifcadamente, ser calculado através da seguinte expressão aproximada:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{ED}}{V_{ED}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,ED}} \right) \quad (7.3)$$

em que:

H_{ED}	valor de cálculo da carga horizontal total na base;
V_{ED}	valor de cálculo da carga vertical total na base;
$\delta_{H,ED}$	deslocamento horizontal no topo medido em relação á sua base;
h	altura do pórtico.

Na figura 7.19 pode observar-se a estrutura do cembre considerada para o cálculo de α_{cr} .

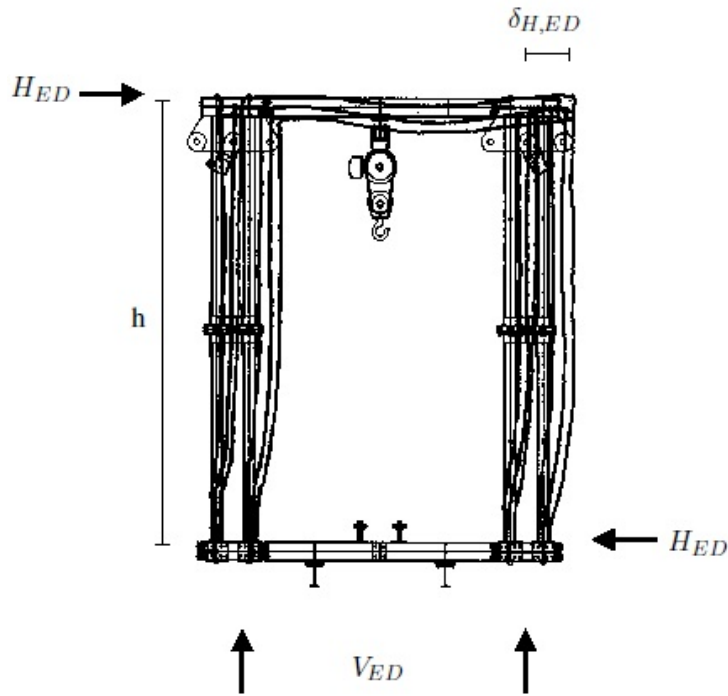


Figura 7.19: Estrutura do cembre para cálculo de α_{cr} [21].

Da análise para a situação mais gravosa de esforços (betonagem) obteve-se o seguinte resultado:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{469}{22120} \right) \left(\frac{6260}{8,5} \right) = 15,62 \geq 10 \quad (7.4)$$

Logo, podem ser desprezados os efeitos de segunda ordem na análise da estrutura do cembre autolançável.

7.3.3 Tensão de cedência do aço

Para chapas de elevada espessura ($t > 40mm$) o EC3 especifica que os valores da tensão de cedência f_y e da tensão última à tracção, f_u , devem ser reduzidos para os valores que se apresentam de seguida [17]:

Tabela 7.5: Valores nominais das tensões f_y e f_u para chapas com $t > 40mm$ [17].

aço	f_y [N/mm^2]	f_u [N/mm^2]
S235	215	340
S275	255	410
S355	335	490

Na verificação de segurança estrutural este aspecto foi contemplado nos elementos constituintes do cimbre que se enquadram nas condições enumeradas no quadro anterior.

7.4 Acções permanentes

7.4.1 Peso próprio

Peso específico do betão armado do tabuleiro $25,0 \text{ kN/m}^3$
 Peso específico do aço em elementos metálicos $77,0 \text{ kN/m}^3$
 Peso próprio dos blocos de betão de contrapeso $4,65 \text{ kN/m}$
 Peso próprio das guardas metálicas $0,5 \text{ kN/m}$
 Peso das armaduras pré-fabricadas $0,4\%$ do PP da secção transversal do tabuleiro
 [kN/m^2]

Para a simulação do peso próprio do tabuleiro foram consideradas as seguintes forças gravíticas na zona do vão (figura 7.20) e na zona dos apoios (figura 7.21).

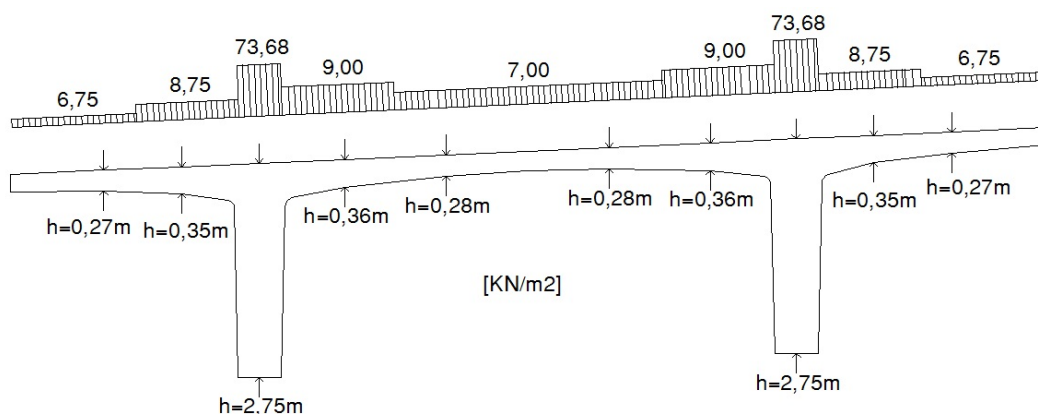


Figura 7.20: Forças gravíticas do peso próprio do tabuleiro - zona de vão.

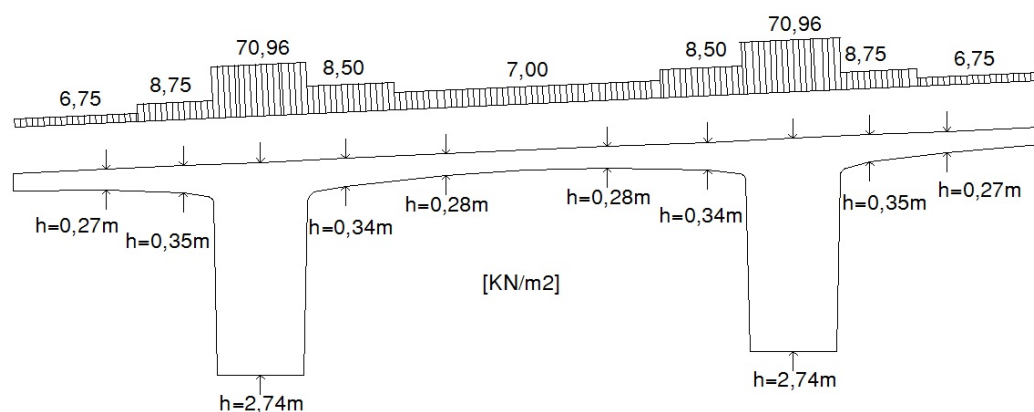


Figura 7.21: Forças gravíticas do peso próprio do tabuleiro - zona de apoio.

Nas figuras seguintes indicam-se as cargas correspondentes ao peso próprio das armaduras pré-fabricadas na zona do vão (figura 7.22) e na zona dos apoios (figura 7.23).

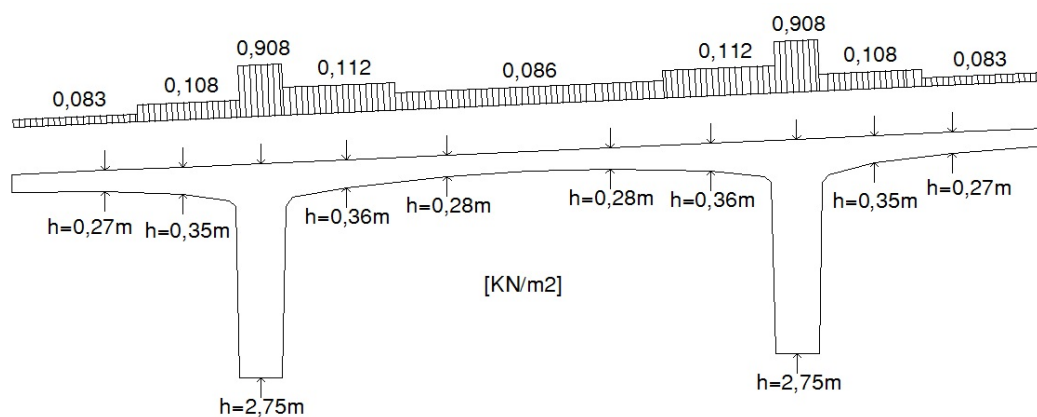


Figura 7.22: Forças gravíticas do peso próprio das armaduras - zona de vão.

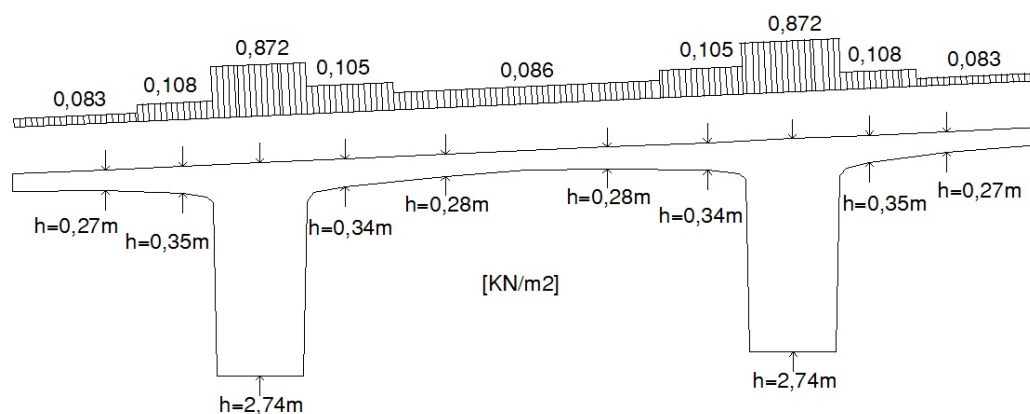


Figura 7.23: Forças gravíticas do peso próprio das armaduras - zona de apoio.

7.4.2 Imperfeições geométricas

No caso em estudo foi considerada a secção transversal da viga principal (figura 7.24) para obtenção dos deslocamentos horizontais que simulam as imperfeições geométricas.

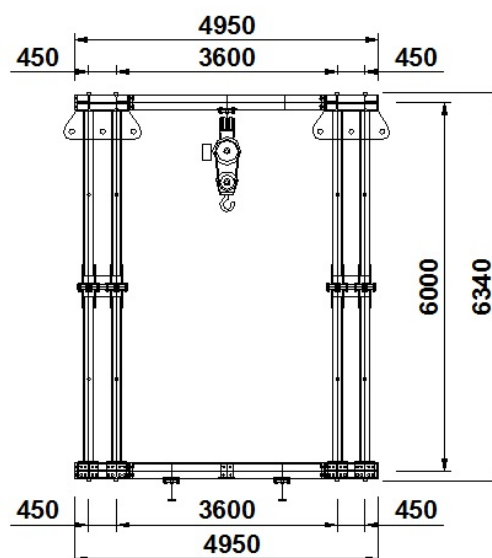


Figura 7.24: Estrutura considerada para cálculo dos deslocamentos laterais [21].

Considerando a secção representada acima tem-se:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{6,26}} = 0,80 \quad (7.5)$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot (1 + \frac{1}{2})} = 0,87 \quad (7.6)$$

$$\phi = \frac{1}{200} \cdot 0,80 \cdot 0,87 = 0,0035 \quad (7.7)$$

Conhecendo o ângulo de rotação das colunas as forças concentradas a aplicar nas cordas superiores da viga principal são calculadas pela seguinte expressão:

$$F_{imp} = R_{ij} \cdot \phi = 0,0035 \cdot R_{ij} \quad (7.8)$$

7.5 Acções variáveis

7.5.1 Vento

No dimensionamento do cimbre foram considerados os seguintes casos de vento:

- Vento de serviço
- Vento fora de serviço

Vento de serviço

Os valores limites considerados para o vento de serviço nas diferentes fases são apresentados na tabela 7.6.

Tabela 7.6: Valores de vento de serviço.

Situação	Tipo de vento	Velocidade do vento (m/s)
Betonagem	W1	10
Cura do betão	W2	20
Lançamento	W1	10

Vento fora de serviço

Para o vento fora de serviço, que corresponde ao vento máximo de tempestade, foi considerado o seguinte valor:

Tabela 7.7: Valores de vento fora de serviço.

Situação	Tipo de vento	Velocidade do vento (m/s)
Tempestade	W3	42

Vento a actuar na viga principal

- Acção do vento lateral sobre a treliça a barlavento.

Tabela 7.8: Força do vento actuante sobre a treliça a barlavento.

Elemento	δ	F_{W1} (kN/m)	F_{W2} (kN/m)	F_{W3} (kN/m)
HEB260 cx.	1,70	0,0306	0,1275	0,5610
HEB160	1,70	0,0163	0,0680	0,2992
HEB260	1,70	0,0265	0,1105	0,4862
HEB160+2UNP160	1,70	0,0163	0,0680	0,2992
2UNP260	1,70	0,0265	0,1105	0,4862
2UNP160	1,70	0,0163	0,0680	0,2992

- Acção do vento lateral sobre a treliça a sotavento.

Tabela 7.9: Força do vento actuante sobre a treliça a sotavento.

Elemento	η	δ	F_{W1} (kN/m)	F_{W2} (kN/m)	F_{W3} (kN/m)
HEB260 cx.	0,68	1,70	0,0208	0,0867	0,3815
HEB160	0,68	1,70	0,0111	0,0462	0,2035
HEB260	0,68	1,70	0,0180	0,0751	0,3306
HEB160+2UNP160	0,68	1,70	0,0111	0,0462	0,2035
2UNP260	0,68	1,70	0,0180	0,0751	0,3306
2UNP160	0,68	1,70	0,0111	0,0462	0,2035

- Acção do vento lateral sobre o nariz e traseira.

Tabela 7.10: Força do vento actuante sobre a treliça a sotavento.

Elemento	δ	F_{W1} (kN/m)	F_{W2} (kN/m)	F_{W3} (kN/m)
HEB280	1,70	0,0286	0,1190	0,5236
2UNP260	1,70	0,0265	0,1105	0,4862

Vento a actuar no sistema de cofragem

Considerou-se no sistema de cofragem que a zona a barlavento protege totalmente a zona a sotavento, pelo que se considera que a acção do vento só incide sobre a zona a barlavento.

- Acção do vento lateral com o sistema de cofragem aberto.

A superfície lateral quando a cofragem esta aberta é de 5 m de altura por 45 m de comprimento.



Figura 7.25: Vento actuante no sistema de cofragem aberto [21].

Tabela 7.11: Força do vento actuante sobre o sistema de cofragem aberto.

Tipo de vento	δ	$h(m)$	$q(N/m^2)$	$F(kN/m)$
W1	1,00	5,00	60	0,3000
W2	1,00	5,00	250	1,2500

- Acção do vento lateral com o sistema de cofragem fechado.

A superfície lateral quando a cofragem esta fechada é de 2,5 m de altura por 45 m de comprimento.



Figura 7.26: Vento actuante no sistema de cofragem fechado [21].

Tabela 7.12: Força do vento actuante sobre o sistema de cofragem fechado.

Tipo de vento	δ	$h(m)$	$q(N/m^2)$	$F(kN/m)$
W1	1,00	2,50	60	0,1500
W2	1,00	2,50	250	0,6300
W3	1,00	2,50	1100	2,7500

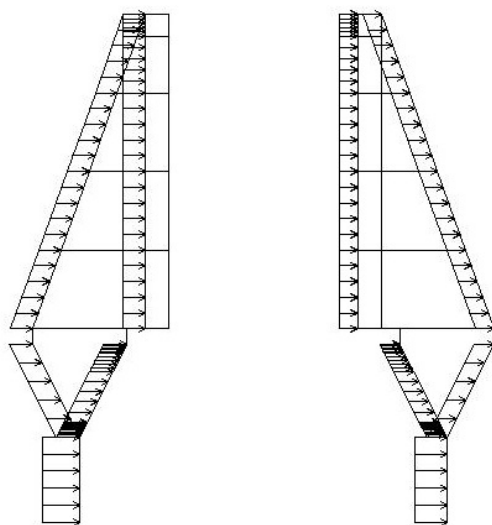
Acção do vento no apoio traseiro do cimbre

Figura 7.27: Vento actuante no apoio traseiro do cimbre.

Tabela 7.13: Força do vento actuante no apoio traseiro do cimbre.

Elemento	δ	F_{W1} (kN/m)	F_{W2} (kN/m)	F_{W3} (kN/m)
HEB 280	1,60	0,0269	0,1120	0,4928
HEB 450	1,60	0,0432	0,1800	0,7920
HEB 260	1,60	0,0250	0,1044	0,4580
HEB 260	1,60	0,0250	0,1040	0,4576

Acção do vento nos braços laterais

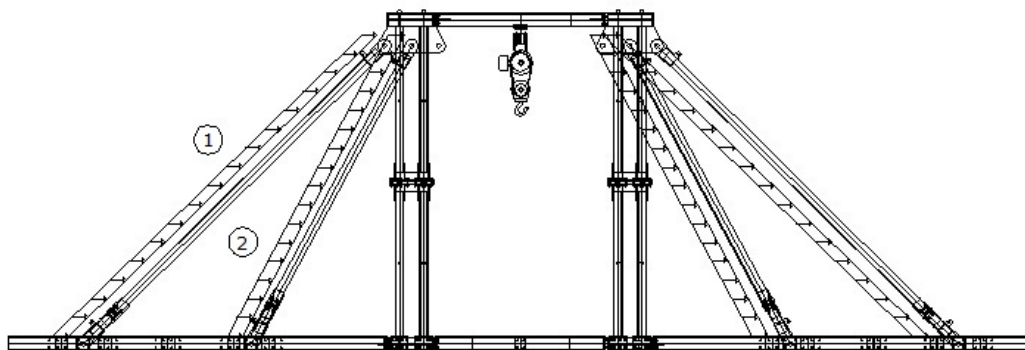


Figura 7.28: Vento actuante nos braços laterais.

Tabela 7.14: Força do vento actuante nos braços laterais.

Elemento	δ	F_{W1} (kN/m)	F_{W2} (kN/m)	F_{W3} (kN/m)
UNP - 1	1,60	0,0130	0,0540	0,2376
UNP - 2	1,60	0,0130	0,0540	0,2376

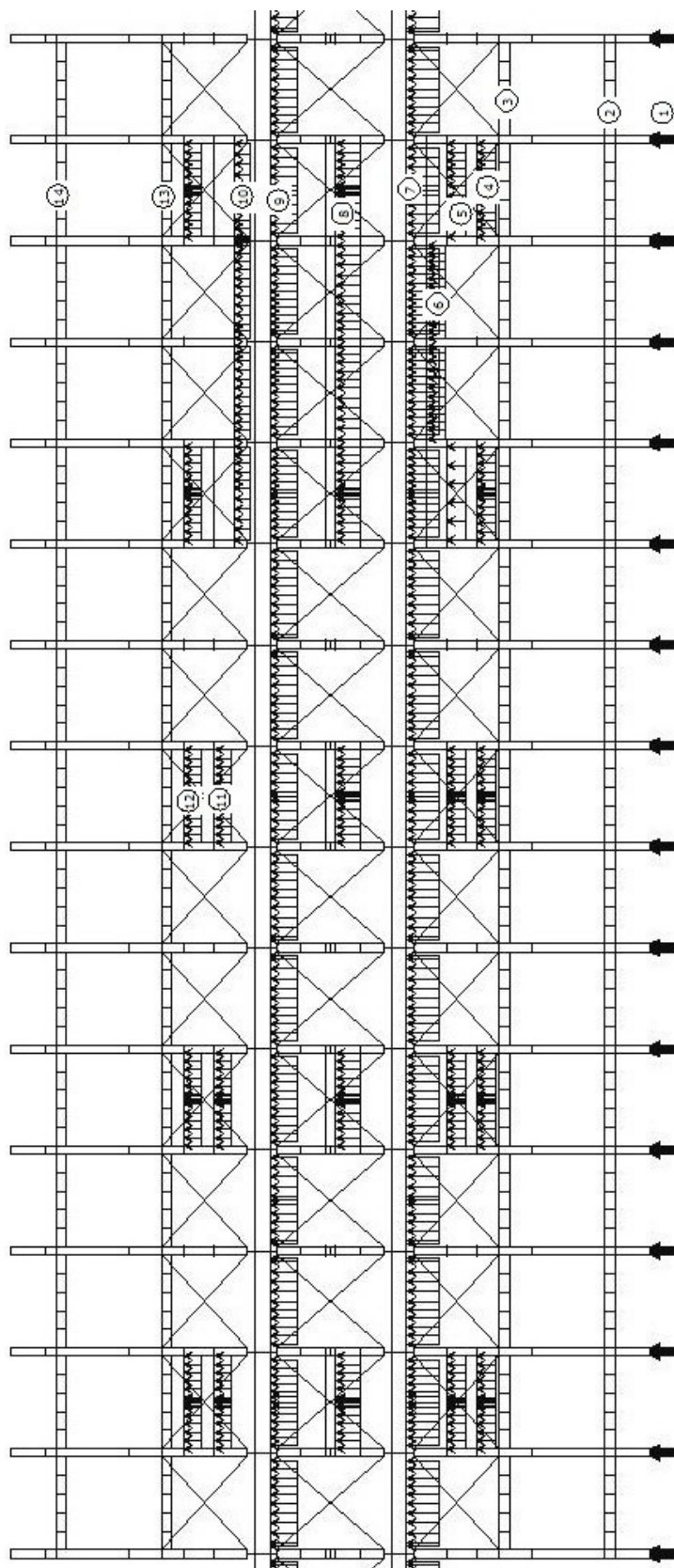
Ação do vento no plano da corda inferior da viga principal (zona de cofragem)

Figura 7.29: Vento actuante no plano da corda inferior da viga principal (zona de cofragem).

Tabela 7.15: Força do vento actuante no plano da corda inferior da viga principal (zona de cofragem).

Elemento - n ^o	η	δ	F_{W1} (kN/m)	F_{W2} (kN/m)	F_{W3} (kN/m)
INP260 - 1	1,00	2,00	0,0312	0,1300	0,5720
RHS - 2 e 3	1,00	2,00	0,0120	0,0500	0,2200
2UNP280 - 4	0,43	1,40	0,0101	0,0421	0,1854
2UNP280 - 5	0,48	1,40	0,0113	0,0470	0,2070
2UNP280 - 6	1,00	1,40	0,0235	0,0980	0,4312
HEB260 - 7	1,00	1,60	0,0250	0,1044	0,4580
2UNP280 - 8	1,00	1,40	0,0235	0,0980	0,4312
HEB260 - 9	0,68	1,60	0,0170	0,0710	0,3115
2UNP280 - 10	0,54	1,40	0,0127	0,0529	0,2328
2UNP280 - 11	1,00	1,40	0,0235	0,0980	0,4312
2UNP280 - 12	0,48	1,40	0,0403	0,0470	0,2070
RHS - 13	1,00	2,00	0,0120	0,0500	0,2200
RHS - 14	1,00	2,00	0,0120	0,0500	0,2200

Acção do vento nos restantes elementos do cimbre

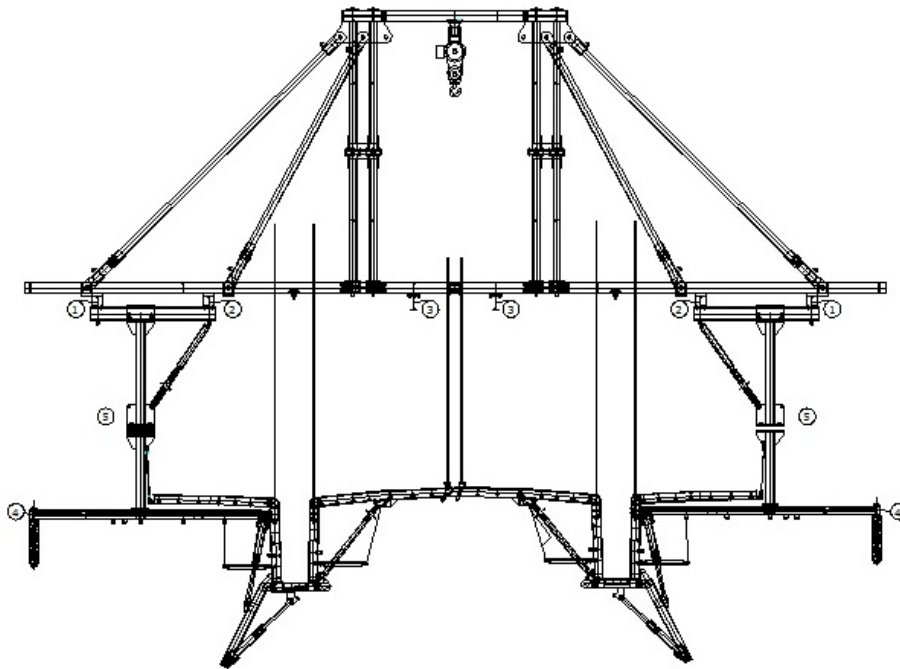


Figura 7.30: Vento actuante nos restantes elementos do cimbre [21].

Tabela 7.16: Força do vento actuante nos restantes elementos do cimbre.

Elemento	δ	F_{W1} (kN/m)	F_{W2} (kN/m)	F_{W3} (kN/m)
HEB200 - 1	1,60	0,0192	0,0800	0,3520
HEB200 - 2	1,60	0,0192	0,0800	0,3520
INP300 - 3	1,60	0,0288	0,1200	0,5280
2UNP200 - 4	1,40	0,0168	0,0700	0,3080
HEB200 - 5	1,60	0,0192	0,0800	0,3520

7.5.2 Temperatura uniforme

No caso de estudo considerou-se, de acordo com o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, a seguinte variação da temperatura uniforme nos elementos do cimbre:

$$\Delta T_U = -25^\circ C a + 35^\circ C$$

Apesar dos valores referidos, salienta-se que os efeitos desta acção são reduzidos, em face do tipo de estrutura do cimbre e das respectivas condições de apoio.

7.5.3 Sobrecargas

Sobrecarga de montagem de apoios com a própria viga

Foram considerados os seguintes valores de sobrecargas na montagem dos apoios pela própria viga:

- Sobrecarga devido ao peso próprio da plataforma e dos trabalhadores

Q_1 10,0 kN

- Sobrecarga devido ao peso próprio do novo pórtico a montar

Q_2 60,0 kN

As cargas Q_1 e Q_2 actuam sempre em simultâneo e são aplicadas no nariz do cimbre. Sendo que a carga Q_1 corresponde á aplicação de $\frac{10}{2} = 5$ kN em cada uma das vigas treliçadas, e a carga Q_2 corresponde a uma única carga concentrada de 60 kN aplicada na alma de uma das vigas treliçadas.

7.6 Combinação de acções

Foram adoptadas diversas combinações de acções para determinar os esforços mais desfavoráveis do ponto de vista do dimensionamento dos elementos estruturais, de acordo com os critérios referidos anteriormente para a betonagem, para as várias fases da movimentação do cimbra e para a combinação de acidente. As combinações utilizadas, bem como todos os correspondentes coeficientes das acções, são apresentados na tabela 7.17.

Tabela 7.17: Combinações de acções.

Comb.	Acção base	PP_j	Arm	Q_j	W_j	T_U
S_{d1}	W_2	$1,35 \times PP_2$	1,35	-	$1,50 \times W_2$	$1,50 \times 0,6$
S_{d2}	W_1	$1,35 \times PP_1$	1,35	-	$1,50 \times W_1$	$1,50 \times 0,6$
S_{d3}	W_2	$1,10 \times 1,35 \times PP_1$	$1,10 \times 1,35$	-	$1,50 \times W_2$	$1,50 \times 0,6$
S_{d4}	Q_3	$1,10 \times 1,35 \times PP_1$	$1,10 \times 1,35$	$1,10 \times 1,50 \times Q_3$	$1,50 \times 0,4 \times W_1$	$1,50 \times 0,6$
S_{d5}	Q_4	$1,10 \times 1,35 \times PP_1$	$1,10 \times 1,35$	$1,10 \times 1,50 \times Q_4$	$1,50 \times 0,4 \times W_1$	$1,50 \times 0,6$
S_{d6}	Q_1+Q_2	$1,00 \times PP_1$	-	$1,10 \times 1,50 \times Q_1+Q_2$	$1,50 \times 0,4 \times W_1$	$1,50 \times 0,6$
S_{d7}	W_3	$1,00 \times PP_1$	1,00	-	$1,00 \times W_3$	$1,00 \times 0,3$

em que:

Q_1	sobrecarga devida ao peso próprio da plataforma de apoio à montagem e dos trabalhadores;
Q_2	sobrecarga devida ao peso próprio do novo pórtico a montar;
Q_3	força lateral, F_{lat} , para corrigir a trajectória do cimbra em curva;
Q_4	força horizontal para lançamento do cimbra;
W_1	vento admissível para betonagem e lançamento = 10 m/s;
W_2	vento de serviço para cura do betão = 20 m/s;
W_3	vento fora de serviço = 42 m/s;
PP_1	imperfeições geométricas (devidas ao peso próprio da estrutura) + peso próprio da estrutura;
PP_2	imperfeições geométricas (devidas ao peso próprio da estrutura) + peso próprio da estrutura + $1,05 \times (\text{peso próprio do tabuleiro} + \text{imperfeições geométricas (devidas ao peso próprio do tabuleiro)})$;

Arm peso das armaduras pré-fabricadas montadas no cembre;
 T_U variação uniforme de temperatura.

7.7 Verificação da segurança

7.7.1 Estados limites últimos

Resistência das secções transversais

A verificação da resistência dos elementos de aço estrutural foi realizada, segundo a metodologia definida pelo EC3 [17], nomeadamente através da aplicação das expressões referidas anteriormente.

No presente caso de estudo apenas serão apresentados os principais valores obtidos dada a extensão dos resultados de todos os elementos constituintes do cembre. Apresentam-se os resultados sob a forma de rácio, em conformidade com o indicado nas expressões 6.1 e 6.2.

Tabela 7.18: Elementos da viga principal - treliça.

Módulo	Elemento	Rácio	Fase
1	corda sup.	0,275	betonagem
	corda inf.	0,485	betonagem
	diagonal	0,809	betonagem
	elem. vertical	0,119	betonagem
2	corda sup.	0,689	betonagem
	corda inf.	0,593	betonagem
	diagonal	0,959	betonagem
	elem. vertical	0,204	betonagem
3	corda sup.	0,700	betonagem
	corda inf.	0,569	betonagem
	diagonal	0,483	betonagem
	elem. vertical	0,123	betonagem
4	corda sup.	0,784	betonagem
	corda inf.	0,990	betonagem
	diagonal	0,791	betonagem
	elem. vertical	0,294	betonagem

Tabela 7.19: Elementos da viga principal - plano superior.

Elemento	Rácio	Fase
travessa HEA260	0,730	betonagem
tirantes em X	0,159	betonagem

Tabela 7.20: Elementos da viga principal - plano inferior.

Elemento	Rácio	Fase
travessa 2INP260	0,690	betonagem
tirantes em X	0,187	betonagem
braços 2UNP180	0,990	betonagem
2INP260 - cofragem	0,318	betonagem

Tabela 7.21: Outros elementos - sistema monorail.

Elemento	Rácio	Fase
monorail superior	0,558	betonagem
monorail inferior	0,386	betonagem

Tabela 7.22: Sistema de cofragem.

Elemento	Rácio	Fase
HEA200	0,547	betonagem
UNP140	0,368	betonagem
IPE120	0,884	betonagem

Tabela 7.23: Pórtico de apoio.

Elemento	Rácio	Fase
HEB700	0,708	betonagem
IPE300	0,620	cura do betão + vento w_2
HEB450	0,981	cura do betão + vento w_2
tirantes em X	0,918	cura do betão + vento w_2

Ligações entre elementos

A localização dos diversos tipos de ligações está representada nas figuras que se seguem.

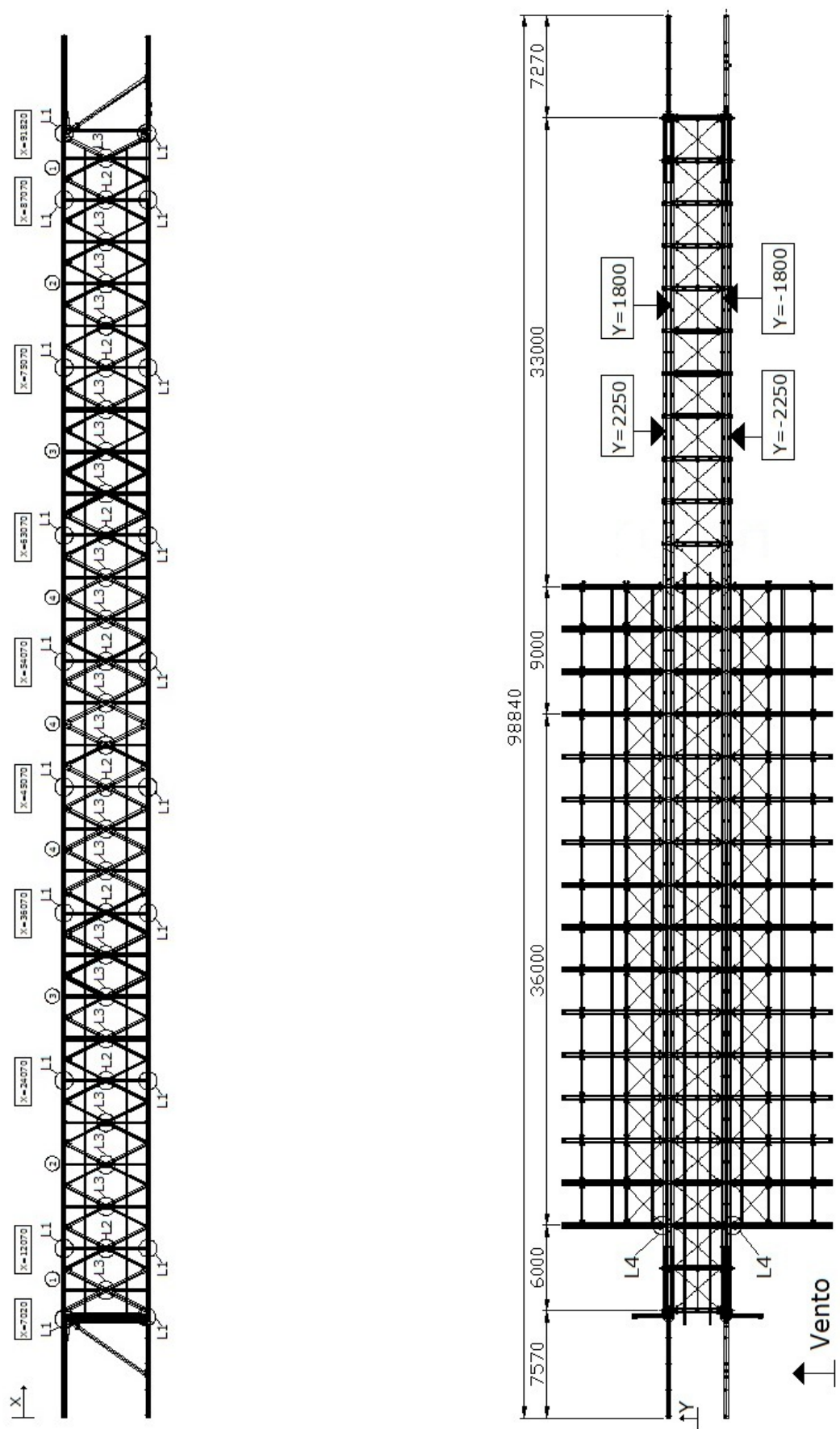


Figura 7.31: Localização das ligações na viga principal do cimbre.

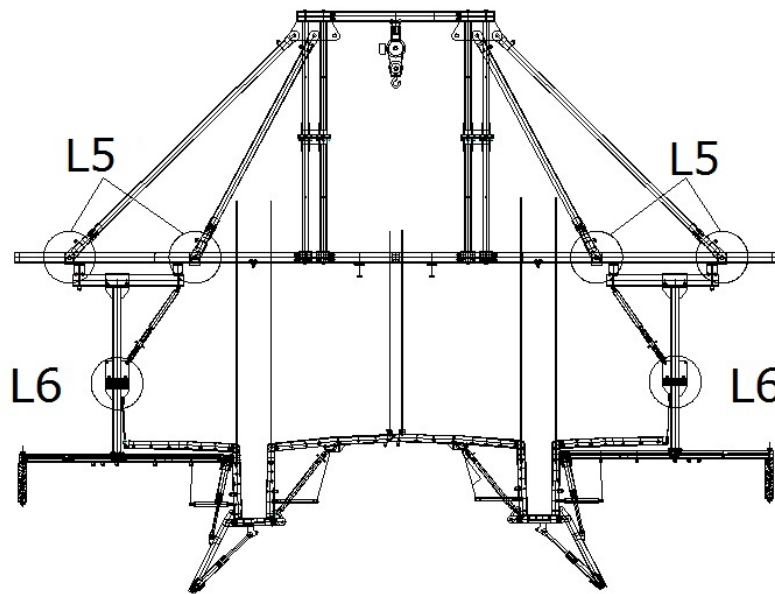


Figura 7.32: Localização das ligações dos braços laterais e dos pendurais de suspensão da cofragem.

- **Ligação entre módulos da viga principal ao nível das cordas superiores e das cordas inferiores (L1)**

Na figura 7.33 apresenta-se a ligação entre os módulos da viga principal ao nível da corda superior. Ao nível da corda inferior, a ligação é do mesmo tipo.

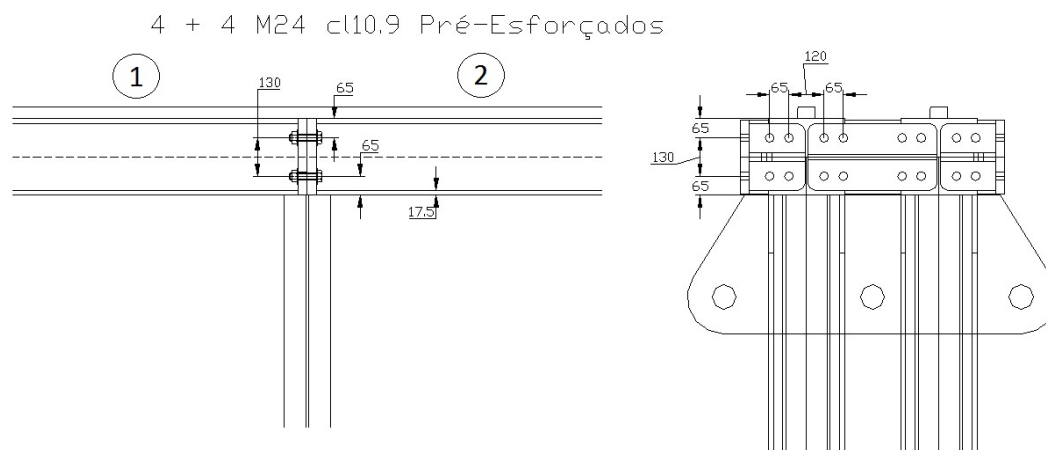


Figura 7.33: Ligação das cordas superiores da viga principal [21].

As forças de tracção e de corte no parafuso condicionante foram calculadas através das seguintes expressões:

$$F_{t,sd} = \frac{N}{8} + \frac{|M_3|}{0,130 + 0,065 - \frac{0,0175}{2}} \times \frac{1}{4} + \frac{|M_2|}{0,065 + 0,120 + 0,065} \times \frac{1}{2} \quad (7.9)$$

$$F_{v,sd} = \sqrt{\left(\frac{|V_2|}{8}\right)^2 + \left(\frac{|V_3|}{8} + \frac{|T|}{0,130} \times \frac{1}{4}\right)^2} \quad (7.10)$$

Foram considerados parafusos pré-esforçados a 75% da sua força última de resistência à tracção. As chapas não são tratadas, considerando-se assim um coeficiente de atrito, μ , de 0,20. Os valores de resistência à tracção e ao corte dos parafusos, tendo em conta os parâmetros definidos anteriormente, são $F_t, Rd = 254,16kN$ e $F_v, Rd = 141,20kN$ repectivamente.

Os maiores esforços neste tipo de ligações verificaram-se no modelo P–Betonagem. Nas tabelas seguintes são apresentados os principais valores obtidos e as respectivas verificações:

Tabela 7.24: Esforços na ligação ao nível da corda superior (x=54,07 e y=-2,25).

Elemento	Comb.	N kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
1	Sd6	1094,36	-39,69	0,45	0,44	-0,50	3,47
1	Sd7	1566,90	-20,25	-7,40	-0,34	-4,63	-6,45
1	Sd1	1535,67	-128,21	-2,91	0,47	-2,36	26,13
2	Sd1	1536,08	-28,65	-4,64	1,97	-2,68	20,08
2	Sd7	1566,63	-24,53	-7,54	1,89	-5,27	-8,89
2	Sd6	1094,14	-14,66	0,19	0,64	-0,41	0,58

Tabela 7.25: Verificações de segurança da ligação.

Ft,sd	Fv,sd	Fs,Rd	$\frac{Ft,sd}{Ft,Rd}$	$\frac{Fv,sd}{Fv,Rd}$	$\frac{Fv,sd}{Fs,Rd}$	$\frac{Fv,sd}{Fv,Rd} + \frac{Ft,sd}{1,4Ft,Rd}$
142,47	5,04	24,12	0,56	0,04	0,21	0,44
213,77	2,98	15,00	0,84	0,02	0,20	0,62
231,76	16,08	12,69	0,91	0,11	1,27	0,77
224,31	5,64	13,65	0,88	0,04	0,41	0,67
218,30	5,51	14,42	0,86	0,04	0,38	0,65
138,37	2,22	24,65	0,54	0,02	0,09	0,40

Tabela 7.26: Esforços na ligação ao nível da corda inferior (x=24,07 e y=-2,25).

Elemento	Comb.	N kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
1	Sd1	2028,98	-14,11	-7,17	-9,80	-1,66	-9,64
1	Sd7	340,15	1,41	-8,58	-1,04	-1,29	-4,04
1	Sd6	103,72	-1,27	0,86	-0,79	-0,09	-1,47
2	Sd1	2029,05	-1,85	-8,60	-6,10	-1,66	-9,45
2	Sd7	340,12	-2,56	-9,00	-0,72	-1,30	-4,10
2	Sd6	103,67	0,25	0,83	-0,56	-0,09	-1,59

Tabela 7.27: Verificações de segurança da ligação.

Ft,sd	Fv,sd	Fs,Rd	$\frac{Ft,sd}{Ft,Rd}$	$\frac{Fv,sd}{Fv,Rd}$	$\frac{Fv,sd}{Fs,Rd}$	$\frac{Fv,sd}{Fv,Rd} + \frac{Ft,sd}{1,4Ft,Rd}$
269,89	19,83	7,81	1,06	0,14	2,54	0,90
50,55	3,10	35,89	0,20	0,02	0,09	0,16
15,13	1,65	40,42	0,06	0,01	0,04	0,05
269,64	12,81	7,85	1,06	0,09	1,63	0,85
50,63	2,55	35,88	0,20	0,02	0,07	0,16
15,28	1,19	40,40	0,06	0,01	0,03	0,05

• **Ligação a meia altura entre as cordas superiores e as cordas inferiores da viga principal (L3)**

A ligação a meia altura entre as cordas superiores e as cordas inferiores da viga principal é feita através de parafusos pré-esforçados, tal como se apresenta na figura 7.34.

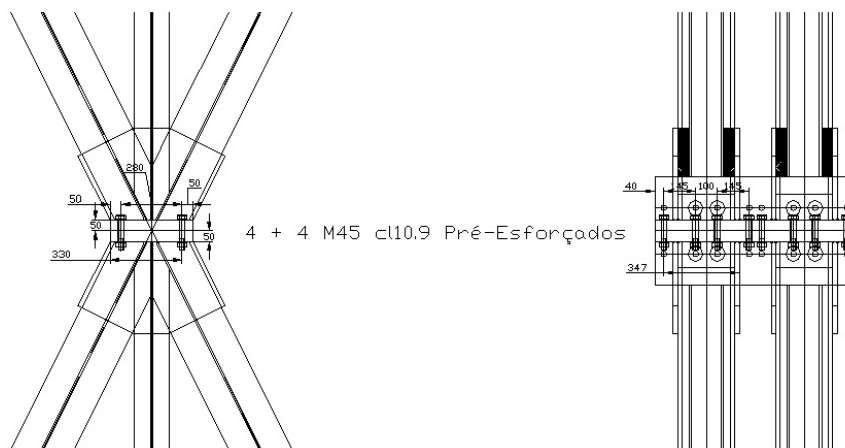


Figura 7.34: Ligação a meia altura entre as cordas superiores e as cordas inferiores da viga principal [21].

Para o cálculo das forças de ligação é necessário decompor os esforços de cada uma das três barras que vão fazer parte da união dos perfis. As barras diagonais formam um ângulo de $\theta = 26,7^\circ$ e os eixos das barras são os indicados na figura 7.35.

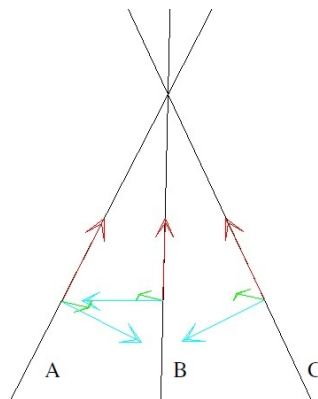


Figura 7.35: Eixos das metades inferiores das barras.

Em que:

Vermelho \rightarrow eixo 1 (eixo axial)

Verde \rightarrow eixo 2

Azul \rightarrow eixo 3

Os esforços na ligação, tendo em conta a decomposição das forças são dados pelas seguintes expressões:

$$N^T = P^B + P^A \cdot \cos\theta + P^C \cdot \cos\theta - V_3^A \cdot \sin\theta - V_3^C \cdot \sin\theta \quad (7.11)$$

$$V_3^T = V_3^A \cdot \cos\theta - V_3^C \cdot \cos\theta - V_3^B + P^A \cdot \sin\theta - P^C \cdot \sin\theta \quad (7.12)$$

$$V_2^T = V_2^B + V_2^C - V_2^A \quad (7.13)$$

$$T^T = T^B + T^A \cdot \cos\theta + T^C \cdot \cos\theta - M_3^A \cdot \sin\theta - M_3^C \cdot \sin\theta \quad (7.14)$$

$$M_3^T = M_3^A \cdot \cos\theta - M_3^C \cdot \cos\theta - M_3^B + T^A \cdot \sin\theta - T^C \cdot \sin\theta \quad (7.15)$$

$$M_2^T = M_2^B + M_2^C - M_2^A \quad (7.16)$$

As forças de tracção e corte no parafuso mais esforçado foram calculadas através das seguintes expressões:

$$F_{t,sd} = \frac{P}{8} + \frac{|M_3|}{0,347} \times \frac{1}{2} + \frac{|M_2|}{0,330} \times \frac{1}{4} \quad (7.17)$$

$$F_{v,sd} = \sqrt{\left(\frac{|V_3|}{8}\right)^2 + \left(\frac{|V_2|}{8} + \frac{|T|}{0,280} \times \frac{1}{4}\right)^2} \quad (7.18)$$

As forças resistentes e as verificações de segurança nas ligações foram feitas de forma semelhante às ligações das cordas superiores. Os valores de resistência à tracção e ao corte dos parafusos são $F_t, Rd = 929,52kN$ e $F_v, Rd = 516,40kN$ repectivamente.

Os maiores esforços neste tipo de ligações verificaram-se no modelo P–Betonagem. Nas tabelas seguintes são apresentados os principais valores obtidos e as respectivas verificações.

Tabela 7.28: Esforços na ligação a meia altura entre as cordas superiores e as cordas inferiores (x=48,07 e y=2,25).

Combinação	P	V2	V3	T	M2	M3
Sd1	-1480,38	12,47	1144,27	18,34	-189,07	21,55
Sd7	-540,38	23,25	297,21	18,47	-56,07	30,19
Sd6	-458,94	1,79	315,55	0,91	-53,97	3,03

Tabela 7.29: Verificação da ligação a meia altura entre as cordas superiores e as cordas inferiores (x=48,07 e y=2,25).

Ft,sd	Fv,sd	Fs,Rd	$\frac{F_{t,sd}}{F_{t,Rd}}$	$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}}$	$\frac{F_{v,sd}}{F_{s,Rd}}$	$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4F_{t,Rd}}$
-10,76	144,15	156,30	-	0,28	0,92	-
18,43	41,91	152,56	0,02	0,08	0,27	0,10
-12,11	39,46	156,47	-	0,08	0,25	-

Tabela 7.30: Esforços na ligação a meia altura entre as cordas superiores e as cordas inferiores (x=48,07 e y=-2,25).

Combinação	P	V2	V3	T	M2	M3
Sd1	-1286,34	13,64	1089,91	2,83	-182,23	9,12
Sd7	-377,21	18,05	316,91	16,36	-50,28	25,07
Sd6	-450,17	-0,34	306,86	-0,09	-54,18	-1,28

Tabela 7.31: Verificação da ligação a meia altura entre as cordas superiores e as cordas inferiores ($x=48,07$ e $y=-2,25$).

$F_{t,sd}$	$F_{v,sd}$	$F_{s,Rd}$	$\frac{F_{t,sd}}{F_{t,Rd}}$	$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}}$	$\frac{F_{v,sd}}{F_{s,Rd}}$	$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4F_{t,Rd}}$
-9,60	136,30	156,15	-	0,26	0,87	-
27,06	43,06	151,46	0,03	0,08	0,28	0,10
-13,38	38,36	156,63	-	0,07	0,24	-

• **Ligação dos INP260 às cordas inferiores (HEB260) da viga principal (L4)**

A ligação dos INP260 às cordas inferiores (HEB260) da viga principal é feita através de parafusos tal como se apresenta na figura 7.36.

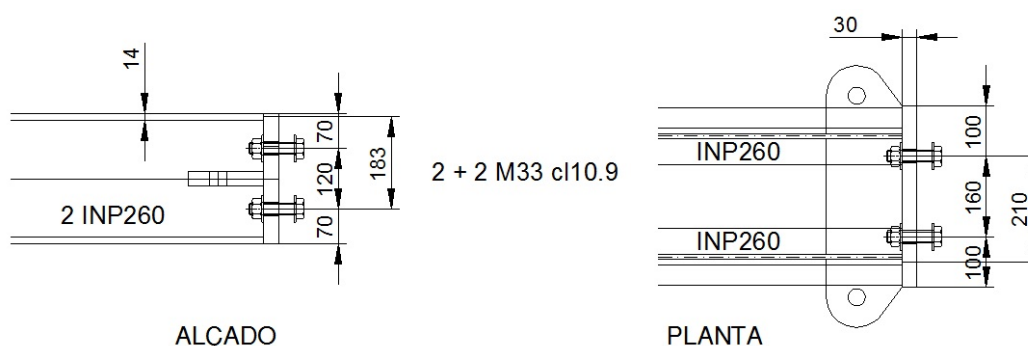


Figura 7.36: Ligação dos INP260 às cordas inferiores (HEB260) da viga principal [21].

As forças de tracção e de corte no parafuso mais esforçado foram calculadas através das seguintes expressões:

$$F_{t,sd} = \frac{P}{4} + \frac{|M_3|}{0,183} \times \frac{1}{2} + \frac{|M_2|}{0,210} \times \frac{1}{2} \quad (7.19)$$

$$F_{v,sd} = \sqrt{\left(\frac{|V_3|}{4}\right)^2 + \left(\frac{|V_2|}{4} + \frac{|T|}{0,160} \times \frac{1}{2}\right)^2} \quad (7.20)$$

As forças resistentes e as verificações de segurança nas ligações foram realizada à semelhança das ligações das cordas superiores, com a diferença de neste caso não se utilizarem parafusos pré-esforçados (não à necessidade de verificar ao escorregamento).

Os valores de resistência à tracção e ao corte dos parafusos são $F_{t,Rd} = 491,76kN$ e $F_{v,Rd} = 273,20kN$ repectivamente.

Os maiores esforços neste tipo de ligações verificaram-se no modelo P–Betonagem. Nas tabelas seguintes são apresentados os principais valores obtidos e as respectivas verificações.

Tabela 7.32: Esforços na ligação dos INP260 às cordas inferiores (HEB260).

Loc. m	Combinação	N kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
x=49,57	S_{d1}	-91,44	-341,52	-26,34	0,34	1,86	-148,26
	S_{d7}	244,85	-46,39	90,49	0,01	2,48	-27,95
	S_{d6}	-24,00	-45,91	11,72	-0,07	-0,51	-24,

Tabela 7.33: Verificação da ligação dos INP260 às cordas inferiores (HEB260).

Ft,sd	Fv,sd	$\frac{Ft,sd}{Ft,Rd}$	$\frac{Fv,sd}{Fv,Rd}$	$\frac{Fv,sd}{Fv,Rd} + \frac{Ft,sd}{1,4Ft,Rd}$
386,65	86,70	0,79	0,32	0,88
143,50	25,44	0,29	0,09	0,30
62,08	12,04	0,13	0,04	0,13

• Ligação entre módulos da viga principal (L2)

A ligação entre módulos da viga principal é feita através de parafusos pré-esforçados tal como se apresenta na figura 7.37.

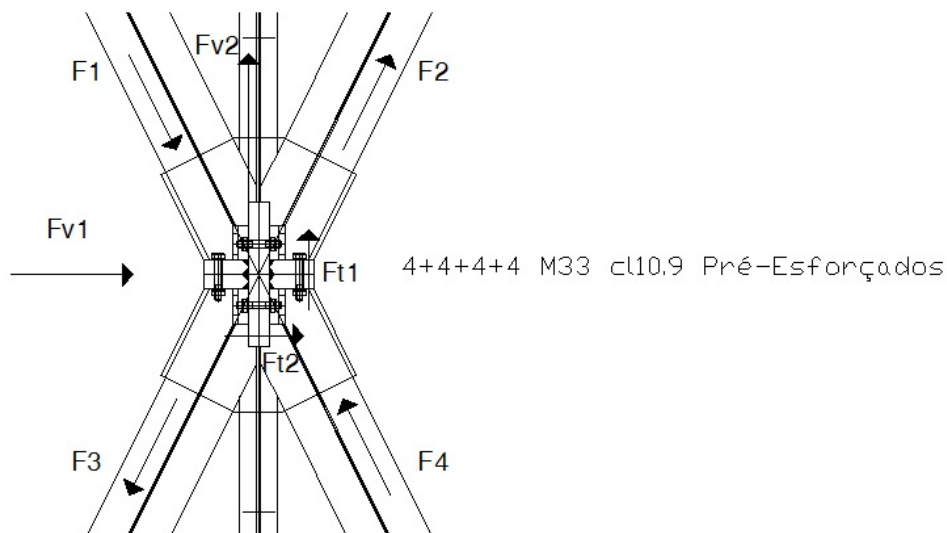


Figura 7.37: Ligação entre módulos da viga principal [21].

Os valores de resistência à tracção e ao corte dos parafusos são $Ft, Rd = 491,76 kN$ e $Fv, Rd = 273,20 kN$ respectivamente.

Os maiores esforços neste tipo de ligações verificaram-se no modelo P—Betonagem para a combinação S_{d1} . Nas tabelas seguintes são apresentados os principais valores obtidos e as respectivas verificações.

Tabela 7.34: Esforços na ligação entre módulos da viga principal ($x=45,07$ e $y=-2,25$).

F1 (c) kN	F2 (t) kN	F3 (t) kN	F4 (c) kN	Fv1 kN	Fv2 kN	Ft1 kN	Ft2 kN
717,17	1449,14	1404,56	681,92	121,12	237,21	171,55	80,81

Tabela 7.35: Verificação da ligação entre módulos da viga principal.

$\frac{Fv1, sd}{Ft, Rd}$	$\frac{Fv2, sd}{Ft, Rd}$	$\frac{Ft1, sd}{Ft, Rd}$	$\frac{Ft2, sd}{Ft, Rd}$	$\frac{Fv1, sd}{Fv, Rd} + \frac{Ft1, sd}{1,4Ft, Rd}$	$\frac{Fv2, sd}{Fv, Rd} + \frac{Ft2, sd}{1,4Ft, Rd}$
0,44	0,87	0,63	0,30	0,69	0,99

• Ligação dos braços laterais às escoras (L5)

A ligação dos braços laterais às escoras é feita através de cavilhas ($\phi 80$) tal como se apresenta na figura 7.38.

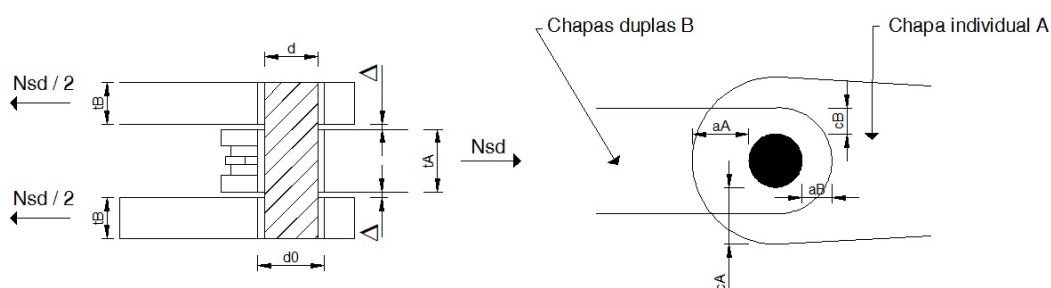


Figura 7.38: Esquema da cavilha utilizada na ligação dos braços laterais [21].

Tabela 7.36: Características da cavilha.

Dados	Valores (cavilha)
d_0 - diâmetro do furo	82 mm
d - diâmetro da cavilha	80 mm
t_A - espessura da chapa individual	50 mm
t_B - espessura das chapas duplas	25 mm
folga (Δ) - folga entre as chapas A e B	22 mm
f_{ub} (cavilha) - aço de classe 10.9	1000 N/mm ²
f_y (cavilha) - aço de classe 10.9	900 N/mm ²
W_{el} (cavilha) - módulo de flexão elástico	5,027E+04 mm ³

Para a verificação da segurança das cavilhas utilizou-se $F_{sd} = 472,05 \text{ kN}$ que se obteve do modelo P-betonagem para a combinação S_{d1} . Foram feitas as seguintes verificações:

- Verificação da segurança da chapa individual A

$$a_A > \frac{1,25.F_{sd}}{2.t.f_y} + \frac{2.d_0}{3} = 76,12 \text{ mm} \rightarrow \text{adoptou-se } 84,00 \text{ mm} \quad (7.21)$$

$$c_A > \frac{1,25.F_{sd}}{2.t.f_y} + \frac{d_0}{3} = 48,79 \text{ mm} \rightarrow \text{adoptou-se } 84,00 \text{ mm} \quad (7.22)$$

$$F_{b,rd} = \frac{1,5.t.d.f_y}{1,25} = 1320 \text{ kN} > F_{sd} \quad (7.23)$$

- Verificação da segurança das chapas duplas B

$$a_B > \frac{1,25.F_{sd}/2}{2.t.f_y} + \frac{2.d_0}{3} = 76,12 \text{ mm} \rightarrow \text{adoptou-se } 84,00 \text{ mm} \quad (7.24)$$

$$c_B > \frac{1,25.F_{sd}/2}{2.t.f_y} + \frac{d_0}{3} = 48,79 \text{ mm} \rightarrow \text{adoptou-se } 84,00 \text{ mm} \quad (7.25)$$

$$F_{b,rd} = \frac{1,5.t.d.f_y}{1,25} = 660 \text{ kN} > F_{sd}/2 \quad (7.26)$$

- Verificação da segurança da cavilha

Esforços actuantes

$$F_{v,rd} = \frac{0,6.A.f_{ub}}{1,25} = 2412,74 \text{ kN} > F_{sd} \quad (7.27)$$

$$M_{sd} = \frac{F_{sd} \cdot (t_A + 4 \cdot \Delta + 2 \cdot t_B)}{8} = 11,09 \text{ kN.m} \quad (7.28)$$

Verificações

$$M_{rd} = \frac{0,8 \cdot W_{el} \cdot f_{yp}}{1,25} = 28,96 \text{ kN.m} > M_{sd} \quad (7.29)$$

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{sd}}{F_{v,rd}} \right)^2 = 0,19 < 1 \quad (7.30)$$

• **Ligação a meia altura dos pendurais laterais de suspensão da cofragem (L6)**

A ligação a meia altura dos pendurais laterais de suspensão da cofragem é feita através de parafusos, tal como se apresenta na figura 7.39.

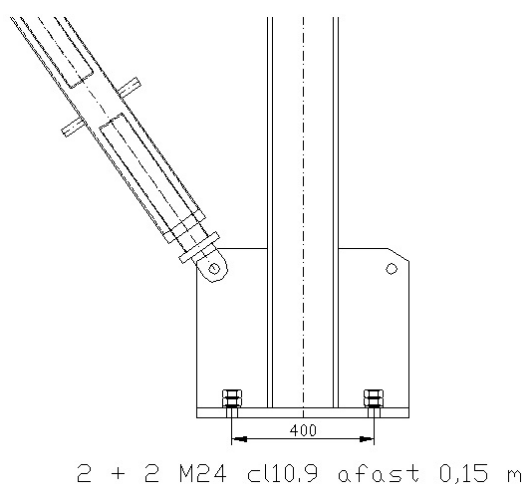


Figura 7.39: Ligação a meia altura dos pendurais laterais de suspensão da cofragem [21].

As forças de tracção e de corte no parafuso mais esforçado foram calculadas através das seguintes expressões:

$$F_{t,sd} = \frac{P}{4} + \frac{|M_3|}{0,400} \times \frac{1}{2} + \frac{|M_2|}{0,150} \times \frac{1}{2} \quad (7.31)$$

$$F_{v,sd} = \sqrt{\left(\frac{|V_2|}{4} \right)^2 + \left(\frac{|V_3|}{4} + \frac{|T|}{0,400} \times \frac{1}{2} \right)^2} \quad (7.32)$$

As forças resistentes e as verificações de segurança nas ligações foram feitas de forma semelhante às ligações das cordas superiores com a diferença de neste caso não se utilizarem parafusos pré-esforçados (não necessita de verificação ao escorregamento).

Os valores de resistência à tracção e ao corte dos parafusos são $F_t, R_d = 254,16 kN$ e $F_v, R_d = 141,20 kN$ repectivamente.

Os maiores esforços neste tipo de ligações verificaram-se no modelo P–Betonagem. Nas tabelas seguintes são apresentados os principais valores obtidos e as respectivas verificações.

Tabela 7.37: Esforços na ligação a meia altura dos pendurais laterais de suspensão da cofragem.

Loc. m	Combinação	N kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
x=49,42	S_{d1}	86,61	-21,60	-1,13	-0,02	-2,90	8,56
	S_{d7}	52,88	-36,88	-1,11	-0,01	-2,71	25,41
	S_{d6}	25,63	2,15	0,11	0,01	0,24	6,03

Tabela 7.38: Verificações da ligação a meia altura dos pendurais laterais de suspensão da cofragem.

F_t, sd	F_v, sd	$\frac{F_t, sd}{F_t, R_d}$	$\frac{F_v, sd}{F_v, R_d}$	$\frac{F_v, sd}{F_v, R_d} + \frac{F_t, sd}{1,4 F_t, R_d}$
42,05	5,41	0,17	0,04	0,16
54,04	9,23	0,21	0,07	0,22
14,78	0,54	0,06	0,00	0,05

7.7.2 Estado limite de equilíbrio

Analisando todas as posições de apoio do cembre concluiu-se que a mais gravosa é a situação representada na figura 7.40.

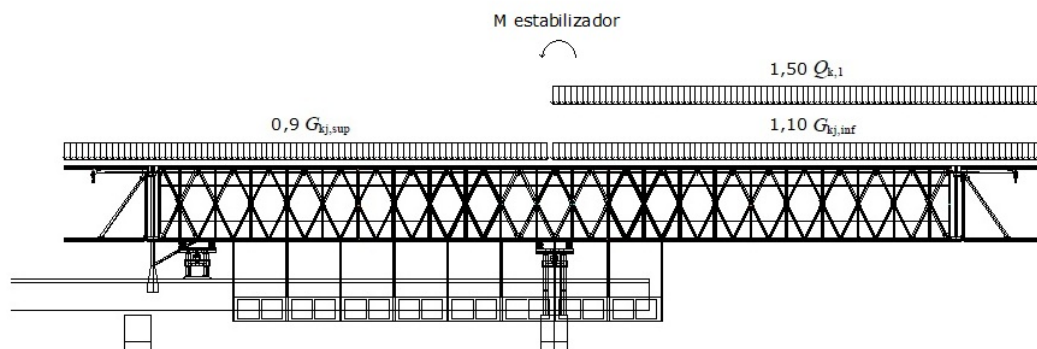


Figura 7.40: Acções no cembre para a verificação do estado limite de equilíbrio.

em que a sobrecarga considerada foi:

Arm peso das armaduras pré-fabricadas montadas no cembre.

Para a posição dos apoios considerada não existiram reacções negativas, assim a condição $M_{estabilizador} > M_{desestabilizador}$ foi respeitada pelo que o estado limite de equilíbrio foi verificado.

7.7.3 Estado limite de deformação

No cálculo dos deslocamentos na estrutura, para a verificação do estado limite de utilização, foram utilizadas as seguintes combinações:

Tabela 7.39: Combinações de acções no estado limite de deformação.

Comb.	Acção base	PP _j	Arm	Q _j	W _j	T _U
<i>S_{d1-Deform.}</i>	W ₂	1,00 x PP ₃	-	-	1,00 x W ₂	-
<i>S_{d2-Deform.}</i>	W ₃	1,00 x PP ₁	1,00	-	1,00 x W ₃	-
<i>S_{d3-Deform.}</i>	W ₁	1,00 x PP ₁	-	-	1,00 x W ₁	-
<i>S_{d4-Deform.}</i>	Q _{2-Q3}	1,00 x PP ₁	-	1,00 x (Q ₂ + IMP _{Q2} + Q ₃)	-	-

em que:

PP₁ imperfeições geométricas (devidas ao peso próprio da estrutura) + peso próprio da estrutura;

PP₃ imperfeições geométricas (devido a peso próprio da estrutura e ao peso próprio do tabuleiro) + peso próprio da estrutura + peso próprio do tabuleiro.

Durante a fase de betonagem obtiveram-se alguns deslocamentos consideráveis, sendo assim necessária a introdução prévia de contraflechas de compensação na viga principal. Este procedimento é usual neste tipo de estruturas. Os principais deslocamentos obtidos na fase de betonagem são apresentados na tabela que se segue.

Tabela 7.40: Deslocamentos na viga principal no Modelo P-Betonagem.

Secção	δ _{máx} (mm)	Comb.
nariz	30,5 ↓	<i>S_{d1-Deform.}</i>
1/2 vão	33 ↓	
nariz	207,9 →	<i>S_{d2-Deform.}</i>
apoio	4,2 →	
nariz	113,1 ↓	<i>S_{d4-Deform.}</i>
1/2 vão	3,4 ↓	

A estrutura do cimbre tem um comportamento elástico, o que lhe permite uma total recuperação das deformações resultantes da fase de lançamento e da betonagem. Ainda

assim foram também analisadas as deformadas na fase de lançamento e apresentando-se os principais valores obtidos na tabela que se segue.

Tabela 7.41: Deslocamentos na viga principal - Fase de lançamento.

Secção	δ_{max} (mm)	Modelo	Comb.
nariz	41,7 ↓	modelo P19-lançamento	$S_{d3-Deform.}$
1/2 vão	15 ↓	modelo P2-lançamento	

No sistema de cofragem obtiveram-se valores máximos de deslocamentos na ordem dos 0,017 m, que se encontram dentro dos valores limite definidos anteriormente.

7.7.4 Estado limite de fadiga

A verificação à fadiga foi feita apenas na ligação soldada com maiores variações das tensões máximas, localizada em $x=54,07$ e $y=-2,25$, a título de demonstração.

As combinações de acções usadas no cálculo das tensões actuates no cimbria para a verificação da resistência à fadiga foram as seguintes:

Tabela 7.42: Combinações de acções.

Comb.	Fase	PP _j	Arm	Q _j	W _j	T _U
$S_{d1-fadiga}$	Betonagem	1,00 x PP ₂	-	-	-	-
$S_{d2-fadiga}$	Lançamento	1,10 x PP ₁	1,10	-	-	-

O elemento em análise é constituído por aço S275 que tem uma tensão limite de ruptura de 430 MPa. Assim, a tensão limite de fadiga do aço será $0,45 \times 430 = 193,5$ MPa.

Para a correcção da tensão limite de fadiga foram adoptados os seguintes factores de correcção:

Tabela 7.43: Valores dos factores de correcção à tensão limite de fadiga.

k_a	k_b	k_c	k_d	k_e	K_t
0,9	1,0	0,8	1,0	0,7	1,5

A tensão limite de resistência à fadiga do aço S275 a utilizar nos cálculos será $\sigma^\pm = 94,505$ MPa.

São considerados $N = 10^8$ ciclos para a tensão limite de resistência à fadiga do aço, a que corresponde $m=8$. Na tabela seguinte são apresentados os principais valores obtidos:

Tabela 7.44: Combinações de ações utilizadas para a verificação á fadiga.

Modelo	$\sigma_{m\acute{a}x}$ kN/m^2	σ_{min} kN/m^2	σ_a kN/m^2	σ_m kN/m^2	σ_N^{\pm} kN/m^2	N
P-beton.	102267,33	54611,37	23827,98	78439,35	20151,92	5,14E+14
P1	39060,72	31754,67	3653,03	35407,70	3375,11	2,96E+22
P2	26939,42	24677,72	1130,85	25808,57	1066,82	2,97E+27
P3	21759,78	20139,98	809,90	20949,88	772,28	7,53E+28
P4	50363,54	44232,12	3065,71	47297,83	2761,91	2,20E+23
P5	71419,46	62389,10	4515,18	66904,28	3907,25	6,85E+21
P6	19178,66	18477,17	350,74	18827,91	336,03	3,09E+32
P7	2540,22	-714,72	1627,47	912,75	1624,02	4,45E+25
P8	-11325,81	-16366,77	2520,48	-13846,29	2604,34	3,95E+23
P9	-21901,13	-28395,42	3247,15	-25148,27	3448,85	2,38E+22
P10	-29086,13	-36210,65	3562,26	-32648,39	3854,95	7,84E+21
P11	-33240,36	-40506,21	3632,93	-36873,29	3973,67	5,78E+21
P12	-34160,67	-39741,86	2790,59	-36951,26	3052,94	8,07E+22
P13	-32870,40	-35937,24	1533,42	-34403,82	1666,78	3,43E+25
P14	-26990,81	-29868,09	1438,64	-28429,45	1540,49	7,55E+25
P15	-15718,35	-19853,46	2067,56	-17785,91	2156,76	2,60E+24
P16	1556,01	-9530,09	5543,05	-3987,04	5594,92	1,89E+20
P17	14202,93	8461,73	2870,60	11332,33	2796,89	1,94E+23
P18	44442,33	23602,16	10420,09	34022,24	9656,08	8,06E+17
P19	81960,86	37565,55	22197,65	59763,20	19488,99	7,18E+14
P20	88095,86	29820,24	29137,81	58958,05	25624,40	4,65E+13

Pode-se observar que em todos os modelos $\sigma^{\pm} > \sigma_N^{\pm}$ e que os números de ciclos correspondentes às tensões limites de fadiga do elemento em análise, nos vários modelos, são inferiores ao número de ciclos correspondente à tensão limite de fadiga do aço. Assim conclui-se que o elemento terá um tempo de vida infinito em relação á fadiga.

Capítulo 8

Considerações finais

Neste capítulo são apresentados os principais aspectos e conclusões a reter do trabalho desenvolvido.

8.1 Conclusões

Efectuando um balanço de todas as acções com influência directa no cimbre autolanzável, somos confrontados com a importância de perceber que a sua estrutura deve ser dimensionada para suportar não só a sobrecarga resultante da betonagem do tabuleiro, mas também outros factores com impacto relevante na estrutura, como é o caso do vento.

Uma análise sobre a acção do vento revela-nos o quão importante se torna este elemento, tanto no dimensionamento como na utilização do cimbre. Os valores limite de velocidade do vento para a utilização dos cimbres são obtidos através das normas F.E.M., que têm como principal objectivo a utilização em gruas e estruturas de elevação de materiais. No entanto consideramos que, os valores limites da velocidade do vento também são válidos para os cimbres. Para a aplicação das forças do vento na estrutura são utilizados os procedimentos definidos no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, que são adequados para este efeito.

Na utilização do cimbre, nomeadamente nas várias etapas do seu funcionamento, é de realçar a importância da obtenção das previsões da velocidade do vento com a devida antecedência. Durante o seu funcionamento, existem valores limite de velocidade do vento consoante a operação que o cimbre esteja a realizar, os quais deverão ser respeitados, sob pena de colocar em risco a segurança de trabalhadores, da estrutura e das operações a realizar.

As combinações de acções utilizadas na verificação da segurança dos elementos do cimbre baseiam-se nos fundamentos preconizados pelo Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes.

Estabeleceram-se os critérios de verificação de segurança ao Estado Limite Último e Estado Limite de Equilíbrio, de acordo com os procedimentos definidos pelos eurocódigos. O Estado Limite de Utilização, nomeadamente a deformação, é, normalmente, aplicado através de procedimentos definidos pelos projectistas, não estando, por isso, apoiados especificamente em nenhuma norma. No entanto, a adopção de uma combinação rara de acções na determinação da flecha e a adopção de uma contraflecha, antes da betonagem, são procedimentos usuais nestas estruturas.

A reutilização destes equipamentos em diversas obras exige que os elementos que os constituem não plastifiquem. Neste sentido, é adoptada uma verificação da segurança dos perfis metálicos para os Estados Limites Últimos em regime elástico.

O dimensionamento da viga principal do cimbre deve ser feito tendo em conta os esforços obtidos nas fases de betonagem e lançamento e o sistema de cofragem deve ser dimensionado para a fase de betonagem. No caso dos pórticos é necessário atender à fase de lançamento, à fase de betonagem e ainda considerar os efeitos da acção do vento.

Os esforços resultantes da sobrecarga relativa aos trabalhadores, equipamentos e peso do pórtico, durante o processo de montagem do pórtico de apoio, revelaram-se pouco significativos para o dimensionamento da viga principal. Também a acção da temperatura não se manifestou relevante, uma vez que não se traduziu num aumento significativo dos esforços na estrutura.

Aquando da verificação de segurança dos elementos em relação ao Estados Limites Últimos observa-se que a fase de lançamento não é condicionante. A fase de betonagem é condicionante. Quanto ao Estado Limite de Equilíbrio não é usual constituir preocupação na fase de lançamento, uma vez que os apoios são devidamente posicionados ao longo dessa operação.

No Estado Limite de Utilização, os principais deslocamentos na estrutura ocorrem na fase de betonagem, sendo reduzidos, ou eliminados com a da aplicação da contraflecha no cimbre.

A geometria das secções dos pilares e dos tabuleiros apresenta-se como um factor de grande relevância na utilização dos cimbres autolanzáveis. Uma boa escolha da geometria dos elementos a construir, que tenha em conta o método de construção a ser utilizado, pode representar uma diminuição relevante dos custos finais.

8.2 Desenvolvimentos futuros

Analizados os métodos de dimensionamento da estrutura dos cimbres autolanzáveis concluiu-se que não existe uma regulamentação específica para este tipo de estruturas. Em geral, os critérios adoptados são, muitas vezes, propostos pelos próprios fabricantes. Sugere-se como desenvolvimento futuro a elaboração de bases de dimensionamento e de

critérios de cálculo que suportem uma futura regulamentação específica que tenha em conta as diferentes estruturas dos cimbres, que defina as acções, as combinações de acções e as verificações de segurança. Refere-se também que a definição dos processos necessários à inspecção e manutenção da estrutura de um cembre autolanzável é um aspecto relevante, dada a reutilização deste tipo de equipamentos. Este último aspecto exige uma análise mais aprofundada do processo de certificação e de acondicionamento da estrutura dos cimbres autolanzáveis.

Bibliografia

- [1] Abecasis , Tiago Braga. Cimbres móveis para a construção de tabuleiros de pontes. *IV Congresso de Construção de Metálica e Mista*, 2003.
- [2] Alves , Gilberto Castro. Determinação de esforços em tabuleiros de pontes de betão armado construídos tramo a tramo - estudo de um caso concreto. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009.
- [3] Baptista , Marco António da Costa Lima. Análise diferida de pontes construídas tramo a tramo com cimbres autoportantes e autolanzáveis. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1995.
- [4] Domingues , Joaquim João Machado Sabino, editor. *Orgãos de máquinas*. Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- [5] Garnel , Francisco. Cimbres móveis. processos de acondicionamento e certificação. Relatório de estágio, Mota-Engil, 2009.
- [6] Pereira , Helder Filipe de Sousa Gomes. Comportamento à fadiga de componentes estruturais sob a acção de solicitações de amplitude variável. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2006.
- [7] Póvoas , Eng. António Albuquerque. Apresentações diversas disponibilizadas em powerpoint.
- [8] Póvoas , Eng. António Albuquerque. Viadutos da linha de alta velocidade espanhola.
- [9] Póvoas , Eng. António Albuquerque. Evolução dos cimbres autolanzáveis. *Encontro Nacional Betão Estrutural*, 2004.
- [10] Póvoas , Eng. António Albuquerque. Processos construtivos utilizados em várias pontes. *Encontro Nacional Betão Estrutural*, 2008.
- [11] Póvoas , Eng. António Albuquerque. Recomendações práticas para projecto de viadutos a construir com cimbres autolanzáveis. *Encontro Nacional Betão Estrutural*, 2008.
- [12] Reis , A. J. projecto de estruturas metálicas eurocódigo 3, parte 1-9 fadiga. *Seminário de Eurocódigos estruturais: o início da sua aplicação em Portugal*, 2010.

- [13] van den Bos , Wouter. Wind influence on container handling, equipment and stacking.
- [14] Eurocode 0:. *Basis of structural design*. CEN, 1990.
- [15] Federation Europeenne de la Manutention. *Section I, Heavy lifting appliances, 1.001, Rules for the design of hoisting appliances*. Booklet 2. European Handling Federation, 3rd revised edition, 01.10. 1998.
- [16] Federation Europeenne de la Manutention. *Section I, Heavy lifting appliances, 1.004, Recommendation for the calculation if wind loads on crane satructures*. European Handling Federation, 30.07. 2000.
- [17] Eurocode 3: Design of steel structures. *Part 1-1: General rules and rules for buildings*. CEN,ENV 1993-1-1, 1993.
- [18] Eurocode 3: Design of steel structures. *Part 1-8: Design of joints*. CEN,ENV 1993-1-8, 1993.
- [19] Eurocode 3: Design of steel structures. *Part 1-9: Fatigue*. CEN,ENV 1993-1-9, 1993.
- [20] Porto Editora. *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*.
- [21] A2P Consult Lda. *Elementos de projectos fornecidos no âmbito da tese*.
- [22] A. Macedo & A. T. Nogueira. Pontes e viadutos - processos construtivos. *Encontro Nacional Betão Estrutural*, 2004.